

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

**Facultad de Ingeniería en Mecánica y Ciencias de la
Producción**

“Diseño de una Estructura de Acero Formado en Frío por El
Método LRFD para un Galpón Industrial”

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO MECÁNICO

Presentado por:

Víctor Hugo Velasco Galarza

GUAYAQUIL – ECUADOR

Año: 2009

AGRADECIMIENTO

A todas las personas que saben que han aportado en mi formación profesional. A mi Director de Tesis, Ing. Ernesto Martínez, por estar siempre presto a compartir sus conocimientos y experiencias profesionales. A mi novia, Srta. Dalia Pauta Loor, por su paciencia, comprensión y ayuda. A mis amigos por arengarme a terminar este proyecto.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

A MIS HERMANOS

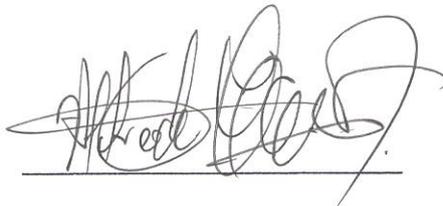
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Full name

Ing. Francisco Andrade S.
DECANO DE LA FIMCP
PRESIDENTE



Ing. Ernesto Martínez L.
DIRECTOR DE TESIS



Ing. Alfredo Torres G.
VOCAL



CIB-ESPOL

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponden exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL”

(Reglamento de Graduación de la ESPOL).



Víctor Velasco Galarza

RESUMEN

En los últimos años el área de la construcción ha estado experimentado un crecimiento a nivel local, lo que ha hecho que la demanda de un material específico, “El Yeso”, también aumente, ya que su presencia en la construcción es elemental, pues, se encuentra presente no sólo en los cielos rasos o tumbados, sino también en las pinturas, empastes, divisiones y hasta en molduras decorativas. Es así que nace FIBRAYESO, una empresa dedicada al procesamiento de yeso; donde se ha llevado un desarrollo industrial de una manera artesanal, en un terreno desprovisto de una infraestructura de cubierta idónea para el funcionamiento de la planta.

En este último punto, desde sus inicio en el año 2004 hasta la actualidad; la empresa ha mantenido una cubierta mixta, de caña y mampostería de ladrillo en una que otra pared lateral, para toda la planta; la cual no presta las garantías de seguridad ya que fue construida de forma empírica y no técnica, lo que influye también en la imagen que muestra a los clientes que visitan las instalaciones. Entonces, el problema es básicamente que la infraestructura donde se encuentra la planta procesadora no presenta las condiciones de diseño técnico. Ya que actualmente la empresa se encuentra en crecimiento constante y de modernización, se me encomendó encargarme del diseño de la estructura de acero tipo galpón industrial a dos aguas.

El objetivo general de esta tesis es el mejoramiento de la infraestructura de cubierta de la planta procesadora de yeso, por medio del diseño de un nuevo galpón de acero formado en frío. Para esto empecé estableciendo las cargas a las cuales estaría sometida la estructura, analicé las condiciones críticas de trabajo y finalmente seleccioné los perfiles de acero convenientes. Con todas estas especificaciones se ha logrado un diseño óptimo de la estructura que alberga la planta, cambiando así la imagen de la misma.

Para el cumplimiento del objetivo antes expuesto seguí la siguiente metodología. Elaboré el diseño de forma, en donde bosquejé el cómo sería la nueva nave que cubriría la planta. Hice los cálculos de las cargas que actúan sobre la estructura, en donde apliqué todos los procedimientos aprendidos a lo largo de la carrera. Analicé luego la estructura, ya con las cargas previamente calculadas e inicialmente con un perfil preestablecido, mediante el método del cortante y momento flector, combinado en algunos casos con el método de los nodos, lo que me permitió verificar el desempeño de la estructura. Comprobé, de acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis estructural, si los perfiles preestablecidos eran o no idóneos, para lo cual utilicé las especificaciones de la Norma AISI para aceros formados en frío (2001). Finalmente realicé un presupuesto sobre el costo concerniente a este proyecto, con lo que la empresa FIBRAYESO decidirá su factibilidad de aplicación en la práctica, de acuerdo con su poder adquisitivo.

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
RESUMEN.....	II
ÍNDICE GENERAL.....	III
ABREVIATURAS.....	IV
SIMBOLOGÍA.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	VII
ÍNDICE DE PLANOS.....	VIII
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO 1	
1. GENERALIDADES.....	3
1.1. Planteamiento del problema.....	3
1.2. Objetivos.....	4
1.2.1. Objetivo General.....	4
1.2.2. Objetivo Específico.....	4
1.3. Aceros Formados en frío.....	5
1.4. El método de diseño LRFD.....	14

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO.....	17
2.1 Diseño de Forma.....	17
2.2 Cargas de Diseño.....	18
2.3 Diseño de Largueros.....	20
2.4 Diseño de Tensores.....	23
2.5 Análisis Estructural del Pórtico Reticular.....	27
2.6 Diseño del Pórtico.....	51

CAPITULO 3

3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.....	85
3.1. Diseño de la Placa Base de la Columna.....	85
3.2. Diseño de los Pernos de Anclaje.....	89
3.3. Diseño de Arriostramiento Lateral.....	91
3.4. Diseño de Soldadura.....	97

CAPITULO 4

4. RESULTADOS.....	115
4.1. Planos Finales.....	115
4.2. Cronograma.....	117
4.3. Costos concernientes al diseño.....	117
4.3.1. Costo de material.....	118

4.3.2. Costo de mano de obra.....	118
4.3.2.1. Construcción en planta.....	118
4.3.2.2. Montaje en obra.....	118

CAPITULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	119
5.1. Conclusiones.....	119
5.2. Recomendaciones	120

APÉNDICES

BIBLIOGRAFÍA

ABREVIATURA

cm	Centímetro
cm ²	Centímetros cuadrados
Kg	Kilogramos
ksi	Kips por pulgada cuadrada
lb	Libras
Long.	Longitud
m	metros
m ²	metros cuadrados
mm	Milímetros
N	Newton
p.	Página número

SIMBOLOGÍA

σ	Esfuerzo axial
λ	Factor de esbeltez
ϕ	Factor de resistencia
λ_i	Factor de carga o seguridad
A	Área de sección transversal
a	espaciamiento del punto de soldadura
B	Ancho de la sección
b	ancho efectivo
C	Fuerza de compresión
C_w	constante de alabeo torsional de la sección
D	Carga muerta; Fuerza diagonal
E	Carga de sismo, Módulo de Elasticidad
e	Espaciamiento de soldadura
F	Fuerza; Esfuerzo
F_u	Esfuerzo último
F_y	Esfuerzo de fluencia
G	Módulo de corte para el acero
H	Carga horizontal; Altura de la sección
I	Momento de inercia
J	constante de torsión de Saint-Venant para la sección
k	coeficiente de pandeo local
K	Factor de longitud efectiva
L	Carga viva
ℓ	Longitud
L_r	Carga viva de techo
m	Momento flector provocado por una carga unitaria
M_u	Momento flector
P_u	Carga de diseño
Q_i	Cargas de servicio
r	radio de giro
R_n	Resistencia nominal
R_r	Carga de lluvia

S	Carga de viento
s	Longitud de tramo
S_e	Módulo resistente
t	espesor
T	Fuerza de tensión
t_w	Tamaño de garganta de soldadura
U_i	Combinaciones de carga
V	Reacción Vertical
W	Carga de viento
w	Carga por unidad de longitud; Longitud plana de una sección; Tamaño de pie de soldadura
X	Posición del centroide de una sección
x_0	distancia desde el centro del corte al centroide de la sección

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1. Diferentes Formas de Secciones.....	8
Figura 1.2. Pandeo Local en (a) Viga y (b) Columna.....	9
Figura 1.3. Variación de Las Propiedades Mecánicas.....	11
Figura 2.1. Diseño de Forma.....	18
Figura 2.2 Acción de Cargas Gravitacional en Largueros.....	21
Figura 2.3. Dimensiones Centrales del Pórtico.....	27
Figura 2.4. Cargas Sobre El Pórtico.....	28
Figura 2.5. Trabajo Virtual en Pórticos.....	31
Figura 2.6. Distribución de Tramos en El Pórtico.....	33
Figura 2.7. Determinación del Centroides del Tramo 1.....	34
Figura 2.8. Análisis de La Sección Transversal del Tramo 1.....	36
Figura 2.9. Cargas Sobre El Pórtico.....	39
Figura 2.10. Diagrama de Momento Flector a lo largo del Pórtico.....	41
Figura 2.11. Secciones de Análisis en La Columna.....	42
Figura 2.12. Equilibrio Estático de La Sección A-A.....	42
Figura 2.13. Componentes Axiales de Las Fuerzas Internas en La Sección A-A.....	43

Figura 2.14. Fuerzas Internas en La Sección A-A de La Columna.....	44
Figura 2.15. Análisis Nodal para Celosía Horizontal.....	45
Figura 2.16. Secciones de Análisis en La Viga.....	47
Figura 2.17. Equilibrio Estático de La Sección A-A en La Viga.....	47
Figura 2.18. Fuerzas Internas en La Sección A-A de La Viga.....	48
Figura 2.19. Fuerzas Internas en La Sección C-C de La Viga.....	48
Figura 2.20. Fuerzas Conocidas sobre La Rodilla.....	50
Figura 2.21. Fuerzas Internas en La Rodilla.....	50
Figura 3.1. Fijación de La Placa Base.....	86
Figura 3.2. Dimensiones de La Placa Base.....	87
Figura 3.3. Carga sobre Los Pernos de Anclaje.....	89
Figura 3.4. Ubicación de Los Agujeros para Los Pernos de Anclaje en La Placa Base.....	91
Figura 3.5. Disposición de Las Vigas de Contravento.....	92
Figura 3.6. Idealización de La Carga sobre Viga de Contravento.....	93
Figura 3.7. Análisis de La Sección de Contravento.....	96
Figura 3.8. Fuerzas que actúan sobre La Soldadura de La Columna..	100
Figura 3.9. Unión Columna Viga.....	102
Figura 3.10. Cortante en Ranura Curva en V.....	103
Figura 3.11. Fuerzas Internas en La Unión Columna – Viga.....	103
Figura 3.12. Longitud y Espaciamiento de La Soldadura Intermitente en La Unión Columna – Viga.....	106

Figura 3.13. Fuerzas Internas en La Cumbre del Pórtico.....	107
Figura 3.14. Longitud y Espaciamiento de La Soldadura Intermitente en La Cumbre.....	109
Figura 3.15. Unión Soldada de La Celosía con El Canal Interno.....	110
Figura 3.16. Cargas sobre Soldadura en Viga de Contravento.....	113
Figura 4.1. Diseño Final del Pórtico.....	115

ÍNDICE DE TABLAS

		Pág.
Tabla 1	Características de perfiles preseleccionados.....	35
Tabla 2	Fuerzas internas en la columna.....	46
Tabla 3	Fuerzas internas en la viga.....	49
Tabla 4	Propiedades del canal C 200 x 50 x 3.....	58
Tabla 5	Propiedades del canal C 200 x 50 x 4.....	59
Tabla 6	Propiedades del ángulo L 30 x 30 x 2.....	62
Tabla 7	Propiedades del ángulo L 30 x 30 x 4.....	76
Tabla 8	Peso exacto del pórtico.....	83
Tabla 9	Propiedades del perfil de contravento.....	94
Tabla 10	Cálculo del centroide de la sección de contravento	95
Tabla 11	Número de perfiles por tipo.....	116
Tabla 12	Resumen de costos.....	117
Tabla 13	Costos de construcción en planta.....	118
Tabla 14	Costos de montaje en obra.....	118

ÍNDICE DE PLANOS

Plano 1 Pórtico del Galpón Industrial

INTRODUCCIÓN

El presente documento trata sobre el “Diseño de una Estructura de Acero formado en frío por el Método LRFD para un Galpón Industrial”; para lo cual se utiliza como guía principal, Las Especificaciones dadas por El Instituto Americano del Hierro y del Acero (AISI) aplicadas a Estructuras de Aceros Formados en Frío, año 2001.

El Galpón Industrial, se compone en esencia de pórticos rígidos reticulares de alma abierta y a dos aguas. Y para cumplir con el objetivo principal de diseñarlo, se ha realizado un análisis estructural del proyecto, previo al diseño en sí. Este último se ha logrado predisponiendo perfiles en el análisis, para luego comprobar su idoneidad como miembro estructural del Galpón Industrial.

El desarrollo del proyecto empieza en el Capítulo 1 con una revisión del uso y ventajas de los perfiles formados en frío, la influencia del formado en frío en las propiedades mecánicas del acero para finalmente describir el método de diseño LRFD. En el Capítulo 2 se procede con el desarrollo del proyecto, empezando con el análisis estructural de la estructura de acero, antes de continuar con el diseño de los miembros estructurales mediante el método LRFD. El Capítulo 3 complementa al Capítulo 2, ya que en él se diseña los demás miembros de la estructura que hacen que la misma quede bien asentada y sea estable. Ya con la estructura completamente diseñada, en el

Capítulo 4 se presenta un análisis práctico, real y detallado de lo que concierne a costos y tiempo de ejecución del proyecto. Finalmente el Capítulo 5 recoge las conclusiones y recomendaciones que se han recopilado en el desarrollo de este proyecto.

Este trabajo será de gran valía para los compañeros estudiantes, cuando de directriz se trata, ya que ha sido desarrollado en forma secuencial con los pasos necesarios y con una nueva metodología técnica para diseñar, como lo es la LRFD.

CAPÍTULO 1

1. GENERALIDADES.

1.1. Planteamiento del problema.

El presente proyecto se desarrolla como solución al planteamiento de la necesidad de mejorar la infraestructura de cubierta que posee la Fábrica Procesadora de Yeso, FIBRAYESO, en sus instalaciones ubicadas en la Provincia de Santa Elena, cantón Santa Elena; ya que la actual cubierta de planta es sólo de caña y mampostería de ladrillo en una que otra pared. Por esta razón y ya que la Fábrica FIBRAYESO se encuentra en crecimiento constante se desea implementar una estructura de cubierta hecha con las técnicas que la ingeniería recomienda de acorde con su función y desempeño.

Ya que la infraestructura de cubierta será para la planta procesadora de yeso, el tipo de estructura recomendada es de Nave Industrial, conocida en nuestro medio como Galpón Industrial; el mismo que será diseñado con acero de perfiles livianos, es decir formados en

frío, con el afán de que la estructura sea más liviana pero de superior resistencia a aquellas que tienen similar función. Además para el diseño de los diferentes perfiles que conformarán la estructura, se procederá al uso de una técnica relativamente nueva como es la del factor de carga y resistencia; LRFD, por sus siglas en inglés.

1.2. Objetivos.

1.2.1. Objetivo General.

- Mejorar la infraestructura de cubierta de la planta procesadora de yeso, por medio del diseño de un nuevo galpón de acero formado en frío.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- Realizar el Diseño de Forma del nuevo Galpón Industrial.
- Analizar los diferentes tipos de esfuerzos al que se encontrará sometida la estructura.
- Realizar los cálculos técnicos dirigidos hacia el diseño de los elementos que componen a la nueva estructura de cubierta de la planta procesadora.
- Elaborar un presupuesto sobre los costos concernientes al diseño, construcción y montaje de la estructura de acero.

1.3. Aceros Formados en Frío.

1.3.1. Observaciones Generales.

En acero de construcción, existen dos familias principales de miembros estructurales. Uno corresponde a los perfiles laminados en caliente y secciones construidas a base de chapas. El otro, menos conocido pero de importancia creciente, se compone de las secciones formadas en frío a partir de chapas, flejes o bobinas. El espesor de hojas o chapas de acero utilizado generalmente en miembros estructurales de acero formado en frío oscila entre 0,0149 pulgadas (0,4mm) hasta aproximadamente 1/4 pulgadas (6,4mm).

1.3.1.1. Principales usos:

- Chasis de vehículos
- Estanterías de almacenamiento
- Protecciones de carreteras
- Monopostes, torres y mástiles de transmisión
- Elementos para la construcción de puentes
- Estructuras de edificios. Pueden usarse como la estructura principal en construcciones de tres o cuatro pisos.
- Cerramientos de edificios

- Correas

1.3.1.2. Ventajas:

- Al igual que los perfiles laminados en caliente de mayor espesor, pueden fabricarse perfiles livianos conformados en frío para cargas relativamente bajas y/o luces cortas.
- Las configuraciones de secciones inusuales pueden ser producidas económicamente por operaciones de conformado en frío y pueden obtenerse relaciones resistencia-peso favorables.
- Pueden fabricarse paneles, cuyo peso permite su manipuleo, con el fin de ejecutar entrepisos, cubiertas, cerramientos. Cabe destacar que los mismos pueden estar provistos de agujeros especiales para diversas instalaciones (electricidad, desagües, aire acondicionado, etc.).
- Los paneles mencionados no sólo serán capaces de soportar cargas normales a su plano. Dado que poseen rigidez en su plano podrán ser usados como estructura de rigidez de las construcciones en la que sean parte.

Comparado con otros materiales, como la madera y el hormigón; los miembros estructurales de acero formados en frío poseen las siguientes cualidades:

- Bajo peso
- Alta resistencia y rigidez
- Facilidad de prefabricación y producción industrializada
- Fácil y rápido montaje
- Eliminación sustancial de retrasos debido al clima
- Encofrados innecesarios
- A prueba de plagas, como las termitas; o descomposición
- Economía en el transporte y manipuleo
- Incombustible
- Material reciclable

La combinación de las ventajas antes mencionadas puede resultar en costos, ahorro en la construcción.

1.3.2. Perfiles de lámina delgada de acero formados en frío.

Los perfiles de acero formados en frío se fabrican doblando láminas delgadas de acero de bajo carbono o baja aleación en prácticamente cualquier sección transversal deseada, como las mostrada en la figura 1.1.

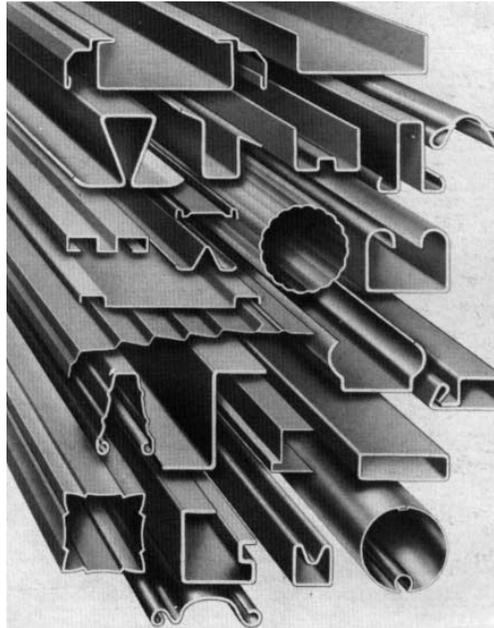


FIGURA 1.1. DIFERENTES FORMAS DE SECCIONES

De las cuales hay disponibles en el mercado nacional: canales U, correas G, perfil Z, perfil Ω , ángulos L y tuberías circular, cuadradas y rectangular.

En general, las alturas de las almas de los perfiles formados en frío varían entre 2 a 12 pulgadas (51 a 305mm), excepcionalmente hasta 18 pulgadas (457mm); mientras que sus espesores varían entre 0.048 a 0.25 pulgadas (1.2 a 6.4mm), pudiendo llegar en algunos casos hasta 0.5 pulgadas (13mm) o más. Espesores de aproximadamente 0.75 o 1 pulgada (19 o 25mm) se han usado en estructuras de telecomunicaciones.

1.3.3. Consideraciones de diseño para perfiles formados en frío.

El uso del material delgado y el proceso de formación de los perfiles resultan en un diseño diferente de aquellos que se utiliza en los perfiles laminados en caliente.

1.3.3.1. Pandeo local.

Debido a que el espesor es pequeño comparado con el ancho, estos elementos pueden pandearse a niveles de esfuerzos muchos menores que el de la fluencia si están sometidos a compresión, cortante o aplastamiento (Figura 1.2).

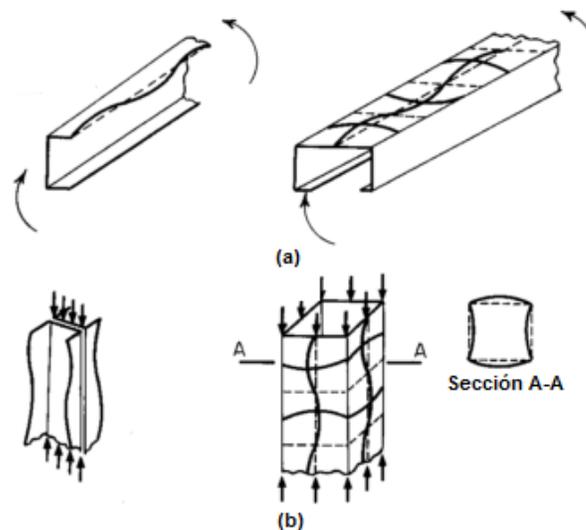


FIGURA 1.2. PANDEO LOCAL EN (a) VIGA Y (b) COLUMNA

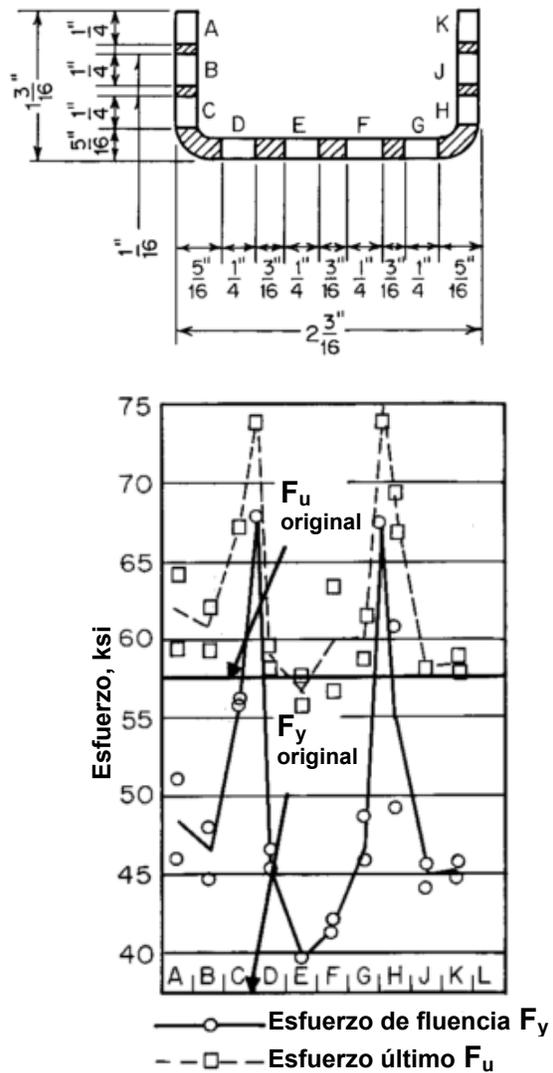
Por lo tanto el pandeo local es uno de los criterios de diseño más importantes; además experimentalmente se conoce que estos elementos no fallan cuando alcanzan el esfuerzo de pandeo local (500 lb = 227 Kg) sino que pueden soportar un aumento en la carga (3400 lb = 1545 Kg).

1.3.3.2. Rigidez torsional.

Capacidad que tiene un cuerpo a ser sometido a torsión. Debido a que en algunas secciones el centroide y el centro de corte no coinciden el pandeo debido a torsión puede ser un factor crítico en el diseño.

1.3.4. Influencia del formado en frío en las propiedades mecánicas.

Las propiedades mecánicas en las secciones formadas en frío son diferentes al original previo al formado, ya que en el proceso aumenta el punto de fluencia, aumentan la resistencia última del material, pero disminuye su ductilidad. La figura 1.3 ilustra la variación de las propiedades mecánicas en zonas específicas de un canal.



**FIGURA 1.3. VARIACIÓN DE LAS PROPIEDADES
MECÁNICAS**

El material de las esquinas ha sido trabajado en un grado superior al de los materiales que permanecen planos, por lo tanto las propiedades de una misma sección transversal son diferentes. De esta forma el pandeo local empezara en la parte

plana y cualquier carga adicional será repartida en las esquinas.

Los cambios en las propiedades mecánicas por trabajado en frío se deben principalmente al endurecimiento y envejecimiento por deformación unitaria.

1.3.5. Especificaciones, cargas y métodos de diseño.

1.3.5.1. Especificaciones.

El diseño de las mayorías de las estructuras está regido por especificaciones o normas. Estas especificaciones no se han elaborado con el propósito de restringir al Ingeniero, sino con el fin de proteger al público.

En cuanto a los aceros formados en frío, las especificaciones de diseño para esta familia de miembros estructurales, y la que rige nuestro proyecto, son las dictadas por El Instituto Americano del Hierro y el Acero (American Iron and Steel Institute / AISI) año 2001.

1.3.5.2. Cargas.

En el diseño de estructuras de acero se clasifica las cargas que actúan sobre la misma, según su naturaleza, así:

- Cargas Muertas: Cargas constante que permanecen fijas en un lugar, tales como el propio peso y otras cargas permanentemente unidas a ella.
- Carga Vivas: Son aquellas que pueden cambiar de lugar y magnitud. Las cargas que se mueven bajo su propio impulso como camiones, gente, grúas, etc., se denominan cargas móviles y aquellas que pueden ser desplazadas, como muebles, materiales en un almacén, nieve, etc., se denominan cargas movibles. Otras cargas vivas son aquellas causadas al construir, viento, lluvia, sismo, entre otras.

1.3.5.3. Métodos de diseño.

La mayoría de las estructuras de acero suelen ser diseñadas con “métodos elásticos”. El Ingeniero calcula las cargas de trabajo o servicio y diseña los miembros estructurales con base en ciertos esfuerzos permisibles. Estos usualmente son cierta fracción del esfuerzo mínimo de fluencia especificado del acero. Este método de diseño se denomina apropiadamente “Diseño por esfuerzos permisibles o Diseño por esfuerzos de trabajo”.

Muchas de las especificaciones para este método se basan en el comportamiento plástico o en la resistencia última y no en el comportamiento elástico.

Los Ingenieros conocen que la mayor porción de la curva esfuerzo-deformación yace más allá del límite elástico del acero. Los aceros pueden resistir esfuerzos considerablemente mayores que sus esfuerzos de fluencia, gracias a la ductilidad del acero; por esta razón desde hace décadas se han venido realizando mejoras al “diseño plástico”. Sin duda alguna, para ciertas edificaciones de acero, con el diseño plástico se puede lograr un uso más económico del acero que con el diseño elástico.

1.4.El método de diseño LRFD.

Este proyecto se lo realizará con el método de diseño plástico denominado LRFD por sus siglas en inglés (Load and Resistance Factor Design), en español, Diseño por factor de carga y resistencia.

Este método se basa en los conceptos de estados límites; es decir las condiciones en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función. Existen dos estados de servicio, el de *resistencia*, que se fundamenta en la seguridad o capacidad de carga

de las estructuras e incluye las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.; y el de *servicio*, que tiene que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexión excesiva, deslizamiento, vibraciones y agrietamientos. La estructura no sólo debe ser capaz de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las de servicio o trabajo en forma tal, que se cumpla con los requisitos de los usuarios de la misma.

En el método LRFD, las cargas de servicio (Q_i) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λ_i) que son casi siempre mayores que 1.0 y se obtienen las “Cargas factorizadas” usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas, así:

- $U_1 = 1.4D + L$
- $U_2 = 1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
- $U_3 = 1.2D + 1.6 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$
- $U_4 = 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
- $U_5 = 1.2D + 1.5E + 0.2S$
- $U_6 = 0.9D - (1.3W \text{ o } 1.5E)$

Donde U_i = Combinaciones de carga

D = Carga muerta

L = Carga viva

L_r = Carga viva de techo

S = Carga de Nieve

R_r = Carga de lluvia, excepto encharcamiento

W = Carga de Viento

La estructura se dimensiona para que tenga una resistencia ultima de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructura, multiplicada por un factor de resistencia ϕ que es normalmente menor que 1.0; con este factor, el Ingeniero intenta tomar en cuenta las incertidumbres relativas a resistencias de los materiales, dimensiones y mano de obra. Además esos factores se ajustaron un poco para lograr una mayor confiabilidad y uniformidad en el diseño. Lo anterior se puede resumir de la siguiente manera:

$$\sum \lambda_i Q_i \leq \phi R_n$$

Donde el miembro de la izquierda corresponde a la suma de los productos de los efectos de las cargas en la estructura y factores de carga; y el derecho corresponde a la resistencia o capacidad del elemento estructural.

CAPÍTULO 2

2. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE ACERO.

En este capítulo se procederá a realizar el análisis y el diseño de la estructura de acero, esencialmente del Pórtico. El mismo que consiste en determinar las reacciones verticales, dadas por las combinaciones de cargas establecidas para el Método de diseño LRFD, para después determinar las reacciones verticales a fin de poder obtener las reacciones horizontales a través del Método del Trabajo Virtual; y así poder empezar a diseñar de acuerdo a las especificaciones dadas por la AISI (2001) para el diseño de miembros estructurales de acero formados en frío.

2.1. Diseño de Forma.

Para el diseño de forma aquí planteado, se realizó una inspección de varios proyectos que se estaban llevando a cabo en la urbe, así como la búsqueda de información en revistas técnicas, tales como la emitida por la cámara de la construcción, y también ofertas ofrecidas en la

Web por empresas dedicadas al levantamiento de este tipo de edificaciones industriales.

Con lo antes expuesto y con las dimensiones requeridas por la Empresa FIBRAYESO, interesada directamente en llevar a cabo este proyecto en un área de $20 \times 15 \text{ m}^2$, arranco el análisis con el planteamiento del diseño de forma mostrado en la figura 2.1.

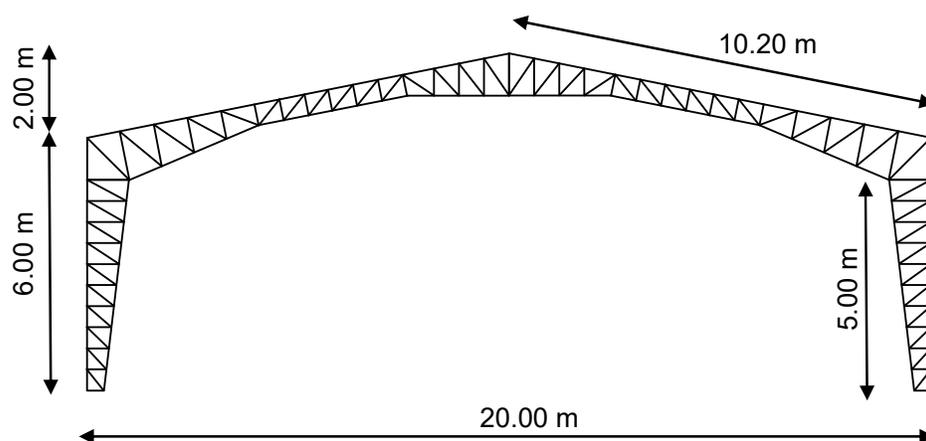


FIGURA 2.1. DISEÑO DE FORMA

Con una distancia entre pórticos de 5m, inclinación de cubierta del 20% (11.31°), y distancia entre largueros de 1.27m.

2.2. Cargas de Diseño.

Se ha considerado para el diseño del pórtico y demás complementos de la estructura, las siguientes cargas:

- Cargas Muertas:
 - Peso de cubierta 4,31 kg/m² de proyección horizontal.
 - Peso de largueros 4.52 kg/m de proyección horizontal.
 - Peso propio de la estructura 10 kg/m² de proyección horizontal.

- Cargas vivas:
 - De techo: 510 N/m² (58.16 kg/m²) proyección horizontal (1).
 - De montaje y mantenimiento: 50 kg/m² de proyección horizontal (2).

- Carga de Viento; 76.53 kg/m² de proyección vertical (3).

- Carga de sismo; 10% del total de cargas muertas de proyección vertical (4).

(1) Structural Engineering Design Provisions (UBC), Tabla 16-C.

(2) Ing. Carlos Fierro, Tesis “Diseño de un pórtico reticular a dos aguas para la cubierta de un complejo de canchas de tenis” (ESPOL, 2000), p.17.

(3) Joseph E. Bowles, Diseño de Acero Estructural (Editorial LIMUSA 1993), p.37

(4) Jack McCormac, Diseño de estructuras metálicas (Editorial Alfaomega, 1991), p.443 y 444.

2.3. Diseño de Largueros.

Los largueros tienen como principal la de repartir uniformemente las cargas, impuestas en el techo, sobre los pórticos. Como largueros se utilizan canales o correas G, pero este proyecto utiliza correas Z, la misma que presenta la ventaja de que cuentan con una geometría que le genera una asimetría con respecto a los ejes centroidales, horizontal y vertical, lo cual le permite tener una mayor inercia alrededor de ambos ejes principales.

Del diseño de forma se conoce que el espacio entre pórticos es de 5m, que el ángulo de inclinación de la cubierta es de 11.31° y que la separación entre largueros, es de 1.27m con lo que se puede entrar a diseñar los largueros, considerando además las cargas muertas y vivas de techo, así como las de viento.

Cálculo de la carga muerta por metro que soportan los largueros:

$$\text{Para la cubierta: } 4,31 \text{ kg/m}^2 \times 1.27\text{m} = 5.47 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de largueros Z: } 4.52 \text{ kg/m}$$

$$\text{– Carga muerta en largueros: } 9.99 \text{ kg/m}$$

Cálculo de la carga viva de techo por metro que soportan los largueros:

$$\text{– Carga viva de techo en largueros: } 58.16 \text{ kg/m}^2 \times 1.27\text{m} = 73.86 \text{ kg/m}$$

- **Carga de viento en largueros:** $76.53 \text{ kg/m}^2 \times 1.27\text{m} = 97.19 \text{ kg/m}$

En la figura 2.2 se observa que ya que el viento es normal a la cubierta, éste va a ser considerado en la combinación de carga solo para dicha componente.

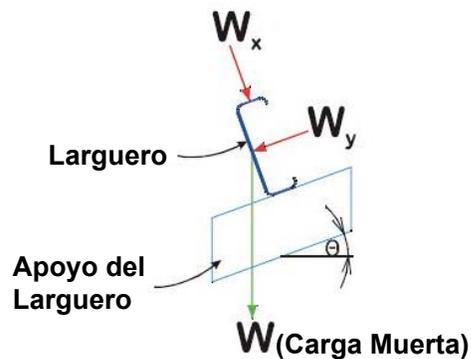


FIGURA 2.2. ACCIÓN DE CARGAS GRAVITACIONAL EN LARGUEROS

- Máxima combinación de carga en X:

$$\begin{aligned}
 W_x &= 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \\
 &= [1.2 (9.99) + 1.6 (73.86)] \cdot \cos 11.31^\circ + 0.8 (97.19) \\
 &= 205.40 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Máxima combinación de carga en Y:

$$\begin{aligned}
 W_y &= 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W) \\
 &= [1.2 (9.99) + 1.6 (73.86)] \cdot \sin 11.31^\circ + 0 \\
 &= 25.53 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Para diseñar los largueros, se los considera como una viga con carga uniformemente distribuida, sujeta a flexión asimétrica y de 5m de longitud; de tal forma que debe satisfacer con la expresión C5.1.2-1 de las especificaciones del manual AISI 2001, en la que se combinan los esfuerzos axiales y de flexión; pero como el caso que se analiza corresponde a un elemento sujeto únicamente a fuerzas que producen flexión pura, se desestima el componente de la ecuación que involucra los esfuerzos producidos por las cargas axiales, teniéndose entonces la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

Donde, M_{ux} y M_{uy} = momentos flectores aplicados en cada uno de los ejes.

$$\phi_b = 0.90$$

M_{nx} y M_{ny} = momentos flectores que resisten cada uno de los ejes.

Para calcular los momentos flectores provocados por la carga en cada eje, se considera a los largueros como vigas simplemente apoyadas en los extremos para el eje fuerte o X, y en este caso con tensores en la mitad de su longitud para reducir la longitud de flexión en el eje débil o Y.

- Simplemente apoyado en los extremos:

$$M_x = \frac{W_x l^2}{8} = \frac{205.40 * (5)^2}{8} = 641.88 \text{ kg.m}$$

- Tensores en la mitad del vano:

$$M_y = \frac{W_y l^2}{32} = \frac{25.53 * (5)^2}{32} = 19.94 \text{ kg.m}$$

Tomando como larguero un perfil Z 160 x 60 - 1.9mm, con $S_{e_x} = 28413 \text{ mm}^3$ y $S_{e_y} = 7741 \text{ mm}^3$ y $F_y = 3521.13 \text{ (50 ksi)}$, se verifica si cumple con lo determinado por la norma AISI 2001 para flexión asimétrica.

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \leq 1$$

$$\frac{641.88}{0.9 * (28413 * 3521.13 * 10^{-5})} + \frac{19.94}{0.9 * (7741 * 3521.13 * 10^{-5})} \leq 1$$

$$0.79 \leq 1 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

En resumen, se usarán 18 perfiles Z 160 x 60 - 1.9mm en cada pórtico como largueros, de 5m de longitud.

2.4. Diseño de Tensores.

Los tensores cumple con la misión de dar soporte entre los largueros de cubiertas, a fin de hacerlos mas resistentes a la flexión en su eje débil. Los tensores soportan las reacciones de la viga simplemente

apoyada, debidas a las componentes paralelas a la cubierta que ocasionan las cargas por el efecto de la gravedad, como son el peso de la cubierta y de los largueros, así como cargas vivas de trascendencia como las de techo en este caso. No se toma en consideración a la carga de viento por ser perpendicular a la cubierta, con lo que no tiene componente en la dirección de los tensores. Para diseñar los tensores, se usará varillas redondas de acero A36, y se usará como guía las normas AISC para tensión ya que la varilla no es formada en frío.

$$A_D = \frac{P_u}{\phi_t 0.75 F_u}$$

Donde, P_u = Carga axial de diseño

$\phi_t = 0.75$ (LRFD)

F_u = Punto de fluencia último

Antes de entrar al diseño de los largueros, se recuerda que la estructura tiene una separación entre pórticos de 5m y entre largueros de 1.27m, inclinación de cubierta 11.31° y que los tensores serán colocados a la mitad de los largueros. De tal forma que se tiene 9 largueros distribuidos en una longitud de semicubierta de 10.20m. Las cargas a considerar serán:

Cálculo de la carga muerta por metro cuadrado que soportan los largueros:

Para la cubierta: 4.31 kg/m^2

Peso de largueros Z: $(9 \cdot 4.52 \text{ kg/m}) / 10.20\text{m} = 3.99 \text{ kg/m}^2$

– **Carga muerta en largueros:** 8.30 kg/m^2

– **Carga viva de techo:** 58.16 kg/m^2

Máxima combinación de carga a considerar:

– $W = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

$$= 1.2 (8.30) + 1.6 (58.16) + 0 = \mathbf{103.01 \text{ kg/m}^2}$$

De aquí que la componente paralela a ser tomada en cuenta para el diseño de los tensores es $W \cdot \text{Seno } 11.31^\circ = \mathbf{20.20 \text{ kg/m}^2}$.

Para determinar la carga de diseño P_u , hay que tener en cuenta que en los largueros superiores los tensores inclinados soportan la 15/16 de la componente paralela, es decir $(15/16) \cdot 20.20 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{18.94 \text{ kg/m}^2}$, y que a su vez esta carga es repartida en toda el área que cubre los tensores que es $2.5 \cdot 10.20 = \mathbf{25.50 \text{ m}^2}$. Por lo tanto $P_u = 18.94 \cdot 25.50 = \mathbf{482.88 \text{ kg}}$. Como la varilla es de acero A36, con $F_y = 36 \text{ ksi}$ y $F_u = 58 \text{ ksi} = 4085.51 \text{ kg/cm}^2$, se tiene:

$$A_D = \frac{P_u}{\phi_t 0.75 F_u} = \frac{482.88}{0.75 \cdot 0.75 \cdot 4084.51} = \mathbf{0.21 \text{ cm}^2}$$

Comparando con el catálogo de la Empresa NOVACERO, la varilla de construcción más cercana corresponde a una de 8 mm de diámetro y con sección de 0.50 cm².

El tensor de cumbrera, se lo diseña con la correspondiente componente horizontal de toda la carga paralela, es decir $20.20 \cdot \cos 11.31^\circ = \mathbf{20.60 \text{ kg/m}^2}$, que repartida en toda el área que cubre los tensores de 25.50 m², nos da un $P_u = 20.60 \cdot 25.50 = \mathbf{525.27 \text{ kg}}$, con lo que:

$$A_D = \frac{P_u}{\phi_t 0.75 F_u} = \frac{525.27}{0.75 \cdot 0.75 \cdot 4084.51} = \mathbf{0.23 \text{ cm}^2}$$

Lo que al igual que los tensores inclinados, de la información proporcionada por los catálogos de NOVACERO, el diámetro mínimo disponible sería de 8 mm.

Sin embargo, es mejor limitar a 5/8 de pulgadas (15.88mm) el diámetro de los tensores, ya que los de menor dimensión son susceptibles a daño durante la construcción (1). Es así que se toma una varilla de 16 mm de diámetro y de área 2.01 cm².

(1) Jack McCormac, Diseño de Estructuras de Acero (Alfaomega, 2002), p.112.

En resumen, se usarán varillas de 16mm de diámetro como tensores, tanto inclinados como horizontales.

2.5. Análisis Estructural del Pórtico Reticular.

Para el análisis del pórtico, se toma en cuenta las dimensiones de la línea central del mismo, las cuales son indicadas en la figura 2.3.

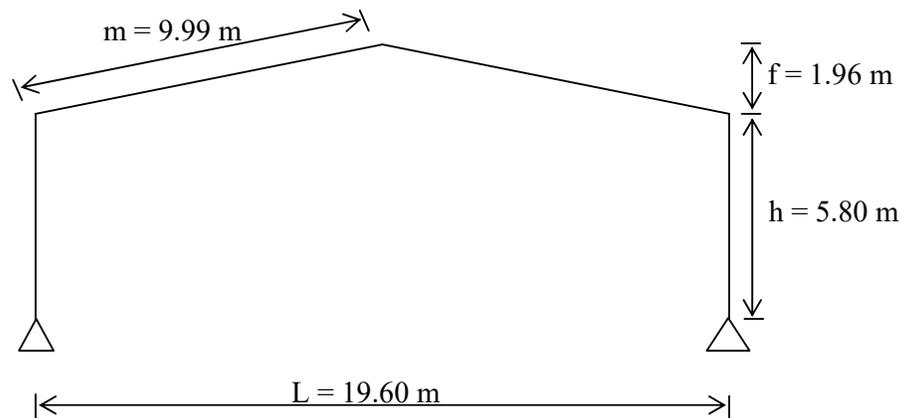


FIGURA 2.3. DIMENSIONES CENTRALES DEL PÓRTICO

2.5.1. Cálculo de las reacciones verticales en el pórtico.

Para determinar las reacciones verticales en el pórtico, se calcula dichas reacciones en forma independiente, provocadas por cada una de las cargas que actúan, y que se grafican en la figura 2.4.

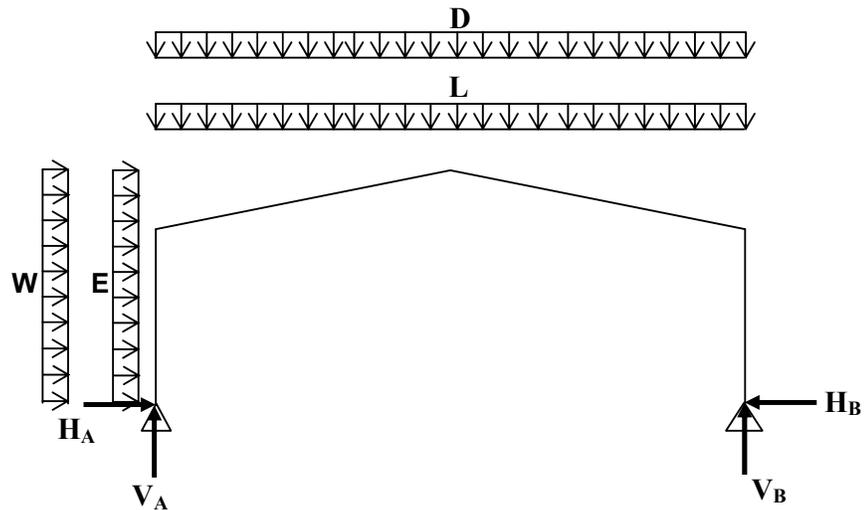


FIGURA 2.4. CARGAS SOBRE EL PÓRTICO

Donde;

Carga muerta D:

Para la cubierta: 4.31 kg/m^2

Peso de largueros Z: $(9 \cdot 4.52 \text{ kg/m}) / 9.8 = 4.15 \text{ kg/m}^2$

Peso de la estructura: 10.00 kg/m^2

Total carga muerta: $D = 18.46 \text{ kg/m}^2$

Carga viva L:

De montaje y mantenimiento: 50.00 kg/m^2

Carga de Viento W: 76.53 kg/m^2

Carga de Sismo E: 1.85 kg/m^2

- Reacción vertical debido a carga muerta:

De la sumatoria de momentos alrededor de A;

$$V_B = V_A = \frac{(18.46 * 5) * 19.6}{2} = 904.59 \text{ kg}$$

- Reacción vertical debido a carga viva:

De la sumatoria de momentos alrededor de A;

$$V_B = V_A = \frac{(50 * 5) * 19.6}{2} = 2450 \text{ kg}$$

- Reacción vertical debido a carga de viento:

De la sumatoria de momentos alrededor de A;

$$V_B = \frac{(76.53 * 5) * (5.80 + 1.96)^2}{2(19.6)} = 587.81 \text{ kg}$$

$$V_A = -V_B = - 587.81 \text{ kg}$$

- Reacción vertical debido a carga de sismo:

De la sumatoria de momentos alrededor de A;

$$V_B = \frac{(1.85 * 5) * (5.80 + 1.96)^2}{2(19.6)} = 14.18 \text{ kg}$$

$$V_A = -V_B = - 14.18 \text{ kg}$$

2.5.2. Máxima combinación de reacciones verticales.

De todas las combinaciones posibles de carga, la que arroja mayor resultado corresponde a:

$$\begin{aligned} V &= 1.2D+1.6L+0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \\ &= 1.2 (904.59) + 1.6 (2450) + 0 \\ &= \mathbf{5005.51 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Por lo tanto la respectiva combinación de carga distribuida será:

$$\begin{aligned} w &= 1.2D+1.6L+0.5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) \\ &= 1.2 (18.46*5) + 1.6 (50*5) + 0 \\ &= \mathbf{510.77 \text{ kg/m}} \end{aligned}$$

2.5.3. Cálculo de las reacciones horizontales.

Hasta ahora se ha determinado la mayor combinación posible de reacción vertical, o carga facturada de reacción vertical; a continuación se detallará cómo, con ayuda del método del trabajo virtual, se calculará las reacciones horizontales.

2.5.3.1. Trabajo virtual.

El método del trabajo virtual será aplicado a un pórtico rígido simplemente apoyado, donde por superposición se tiene:

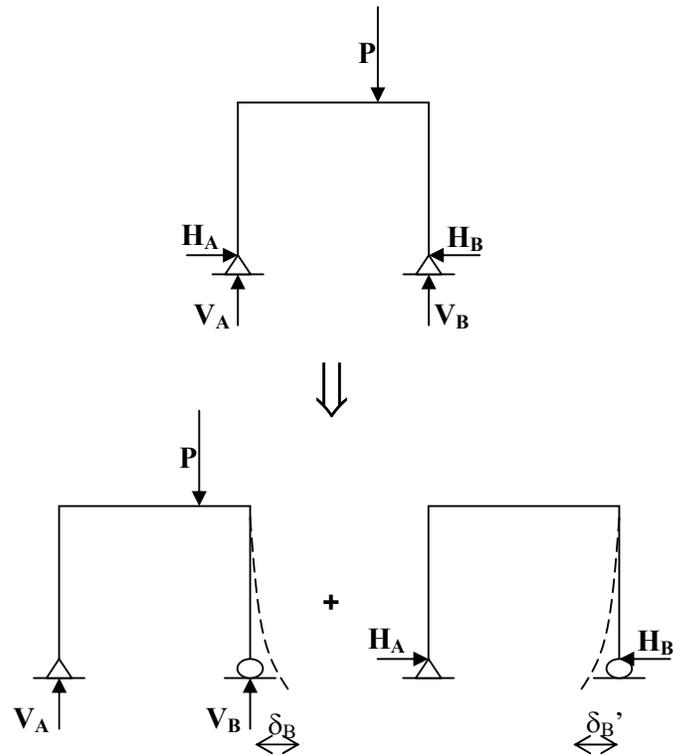


FIGURA 2.5. TRABAJO VIRTUAL EN PÓRTICOS

Donde ya que las deformaciones por cortantes y por axial, son despreciables frente a las provocadas por momento flector, se tiene:

$$0 = \delta_B + \delta_B'$$

$$0 = \int \frac{Mm}{EI} dx - H_B \int \frac{mm}{EI} dx$$

$$H_B = \frac{\int \frac{Mm}{EI} dx}{\int \frac{mm}{EI} dx}$$

Como el pórtico no es de sección uniforme, conviene dividirlo en tramos de longitud s , lo más uniforme posible. De tal forma que la integración se convierta en una sumatoria, donde cada valor de los momentos M y m , y de los momentos de inercias I , deben ser tomados en el centroide de cada tramo, con lo que la expresión del cálculo de la reacción horizontal queda:

$$H_B = \frac{\sum \frac{Mm}{EI} s}{\sum \frac{mm}{EI} s}$$

2.5.3.2. División del pórtico en tramos.

Al ser el pórtico simétrico, se puede trabajar con la mitad del mismo. El pórtico se procederá a dividir en tramos los más uniformes posibles. La columna tendrá tantos tramos como celosías horizontales la divide. La rodilla tendrá dos tramos, separados por la celosía diagonal. La viga se divide en principio en cuatro tramos que no son uniformes, separados por las celosías perpendiculares; luego viene un tramo comprendido por toda la sección uniforme de la viga, y finalmente la cumbrera se dividirá en cuatro tramos así mismo separados por las celosías

perpendiculares. Todo lo antes explicado queda representado en la figura 2.6.

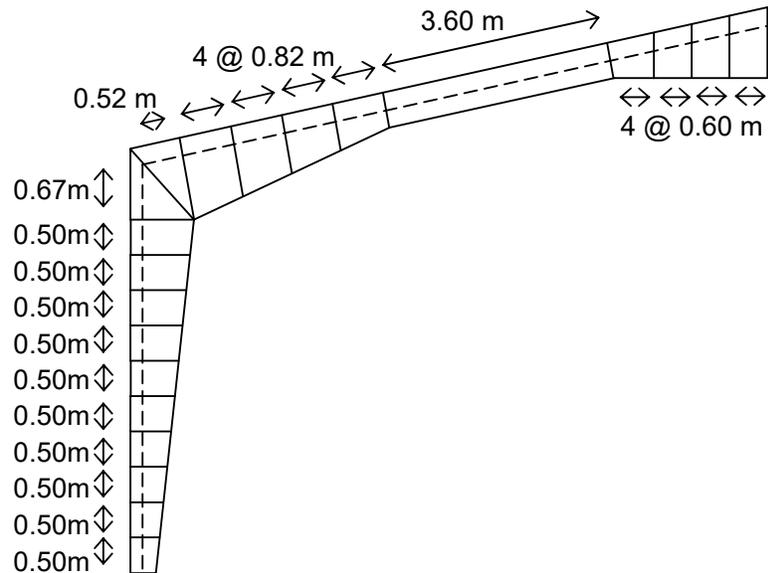


FIGURA 2.6. DISTRIBUCIÓN DE TRAMOS EN EL PÓRTICO

2.5.3.3. Determinación de los centroides de cada tramo.

Los centroides de cada tramo serán determinados respecto al origen colocado en la base del pórtico, coincidente con el inicio de su respectiva línea central. Como ejemplo se desarrolla a continuación el cálculo del centroide del tramo 1.

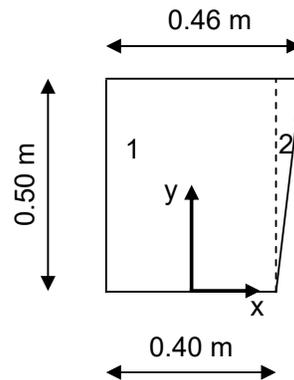


FIGURA 2.7. DETERMINACIÓN DEL CENTROIDE DEL TRAMO 1

$$\bar{x} = \frac{\bar{x}_1 A_1 + \bar{x}_2 A_2}{A}$$

$$= \frac{0 * (0.40 * 0.50) + (0.20 + 1/3 * (0.06)) * (0.06 * 0.50 / 2)}{(0.40 * 0.50) + (0.06 * 0.50 / 2)}$$

$$\bar{x} = 0.015m$$

$$\bar{y} = \frac{\bar{y}_1 A_1 + \bar{y}_2 A_2}{A}$$

$$= \frac{0.25 * (0.40 * 0.50) + (2/3 * (0.50)) * (0.06 * 0.50 / 2)}{(0.40 * 0.50) + (0.06 * 0.50 / 2)}$$

$$\bar{y} = 0.256m$$

Se utiliza el mismo procedimiento para los demás tramos en que se dividió el pórtico. El Apéndice A detalla los valores de los centroides para cada tramo.

2.5.3.4. Determinación de la inercia de cada tramo.

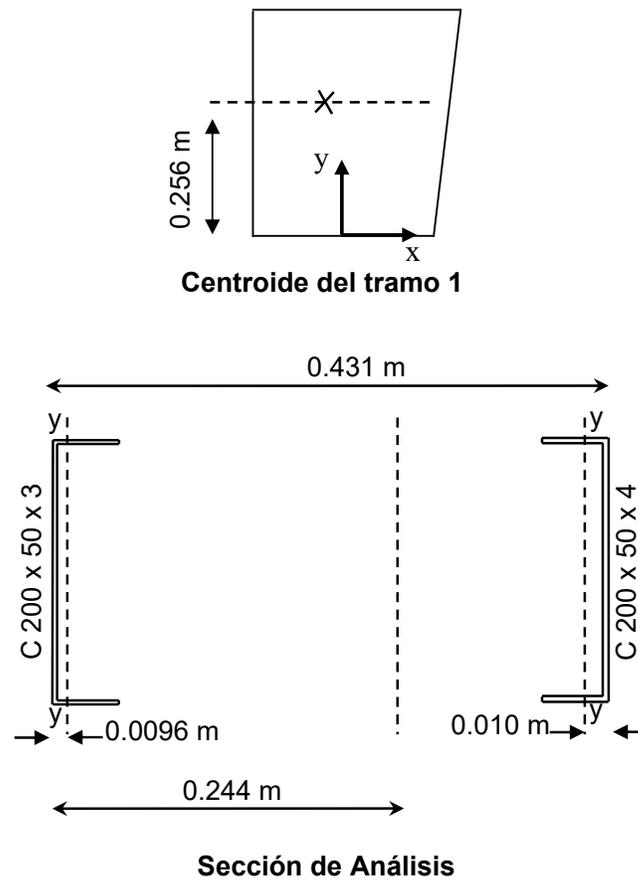
Para determinar las inercias de cada tramo en que se dividió el pórtico, se toma en consideración los canales externos e internos de los mismos, mientras que se despreciará las celosías de cada tramo. A lo largo del pórtico se encuentran tramos que no son uniformes, pero que sin embargo serán tratados como tales en virtud de que las inclinaciones de los canales no son de gran magnitud y por ende su inercia cambiará muy poco.

Ya que previamente se ha establecido perfiles C200x50x3 para los canales externos y perfiles C200x50x4 para los canales internos, se muestran sus respectivas características en la Tabla 1.

TABLA 1
CARACTERÍSTICAS DE PERFILES
PRESELECCIONADOS

Canales Preseleccionados	Área (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	X (cm)
Externo: C 200 x 50 x 3	8,70	17,1	0,96
Interno: C 200 x 50 x 4	11,50	22,1	1

Para continuar con el cálculo de la inercia del tramo 1, se observan mas detalles del mismo en la figura 2.8.



**FIGURA 2.8 ANÁLISIS DE LA SECCIÓN
TRANSVERSAL DEL TRAMO 1**

Donde la ubicación del eje neutro se la determinó de la sumatoria de áreas parciales como sigue:

$$= \frac{8.70 * 0.96 + 11.50 * 42.1}{8.70 + 11.50} = 24.36\text{cm}$$

Con lo que del teorema de los ejes paralelos, se determina la inercia de la sección transversal del tramo 1:

$$I_1 = [17.1 + 8.70 * (24.36 - 0.96)^2] \\ + [22.1 + 11.50 * (43.07 - 24.36 - 1)^2] \\ I_1 = 2.04 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

Se utiliza el mismo procedimiento para el cálculo de las inercias de los demás tramos. En el Apéndice A se detalla los valores de estos centroides.

2.5.3.5. Determinación de la carga horizontal.

Ya con las reacciones verticales (5005.51 kg), carga distribuida correspondiente (510.77 kg/m), los centroides y los momentos de inercia calculados, sólo queda calcular los momentos en cada tramo, los mismos que varían según corresponda a la columna o a la viga, como se muestra a continuación:

$$M_{col} = 5005.51 \bar{x} \\ M_{vig} = 5005.51 \bar{x} - \frac{510.77}{2} \bar{x}^2 \\ m = \bar{y}$$

En el Apéndice A se resume todos los parámetros calculados, previo a la determinación de la carga horizontal por el método del trabajo virtual.

Con lo que:

$$H_B = \frac{\sum \frac{Mm}{EI} s}{\sum \frac{mm}{EI} s} = \frac{2 * 3.59 * 10^9}{2 * 1.39 * 10^6}$$

$$H_B = 2583.18kg$$

2.5.3.6. Puntos de momento cero y momento máximo positivo en la viga.

Para poder analizar los esfuerzos internos críticos que actúan en los miembros de la estructura, conviene conocer los puntos donde el momento sobre la estructura tiene su valor máximo y también donde el momento cambia de signo, es decir el lugar donde el mismo es cero.

Resumiendo las cargas que actúan sobre la estructura en la figura 2.9.

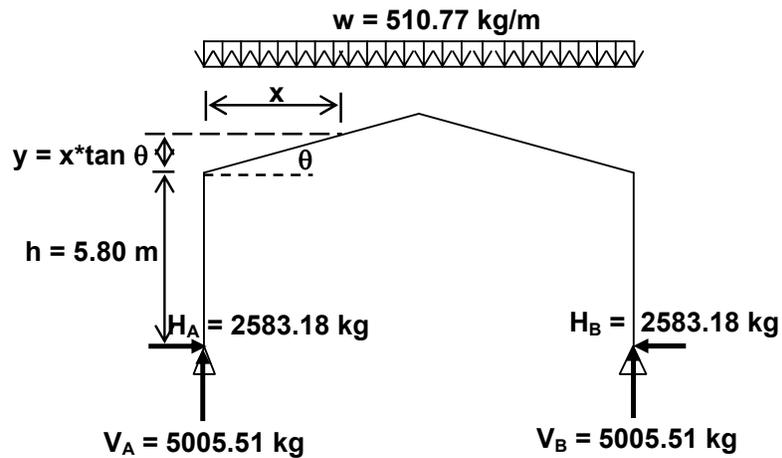


FIGURA 2.9. CARGAS SOBRE EL PÓRTICO

De tal forma que los momentos en la columna y en la viga quedan expresados así:

$$M_{columna} = 2583.18y$$

$$M_{viga} = 5005.51x - 2583.18(5.8 + 0.2x) - \frac{510.77}{2}x^2$$

Se determina el punto de momento cero en la viga:

$$M_{viga} = 5005.51x - 2583.18(5.8 + 0.2x) - \frac{510.77}{2}x^2 = 0$$

$$-255.38x^2 + 4488.87x - 14982.45 = 0$$

$$x = 4.48m$$

Mientras el punto de máximo momento positivo, se lo obtiene maximizando la expresión de la variación del momento en la viga:

$$M_{viga} = -255.38x^2 + 4488.87x - 14982.45$$

$$\frac{dM_{viga}}{dx} = -510.77x + 4488.87 = 0$$

$$x = 8.79m$$

Con momento máximo de viga:

$$M_{MÁX viga} = -255.38(8.79)^2 + 4488.87(8.79) - 14982.45$$

$$M_{MÁX viga} = 4742.80kg * m$$

Para completar el análisis de momentos, queda por calcular los momentos en la unión de la columna con la viga y en el punto de simetría del pórtico.

$$M_B = M_D = 2583.18y = 2583.18(5.8)$$

$$M_B = M_D = 14982.45kg * m$$

$$M_C = -255.38(9.8)^2 + 4488.87(9.8) - 14982.45$$

$$M_C = 4481.51kg * m$$

La figura 2.10 muestra el diagrama de momento flector a lo largo del pórtico.

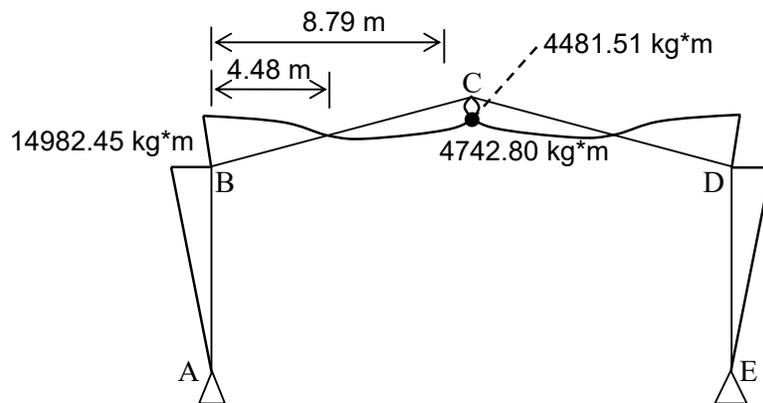


FIGURA 2.10. DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR A LO LARGO DEL PÓRTICO

2.5.3.7. Análisis de fuerzas en la columna.

Se sigue el método del cortante y momento para analizar la columna. Las secciones a analizar serán; en la parte más alta para los canales externos e interno, y en la parte de abajo para las celosías horizontal y diagonal. Las secciones se señalan en la figura 2.11.

El método del cortante y momento analiza la sección en términos del axial, cortante y momento que equilibren al mismo; dada las cargas de reacción vertical y horizontal antes determinadas. Donde el momento interno se lo calcula de la expresión del momento para la columna a una altura $y = 0.5m$:

$$M_{columna} = 2583.18y = 2583.18(0.5) = 1291.59kg * m$$

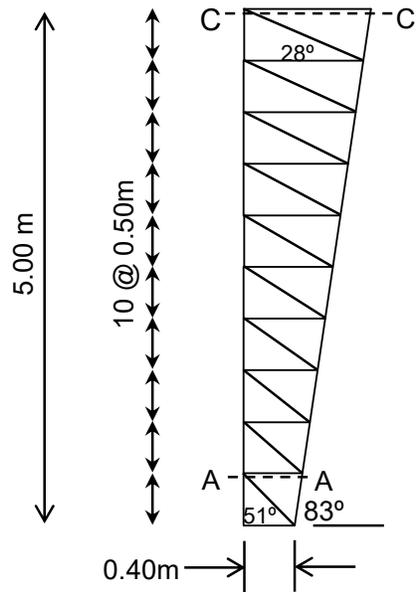


FIGURA 2.11. SECCIONES DE ANÁLISIS EN LA COLUMNA

La figura 2.12 muestra la sección equilibrada.

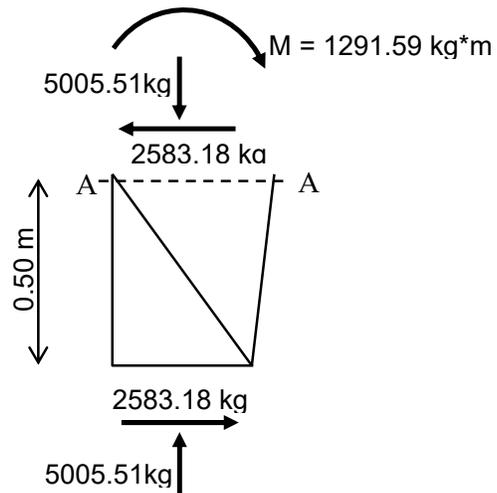


FIGURA 2.12. EQUILIBRIO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN A-A

El momento flector interno puede ser transformado en un par de fuerzas separado una distancia igual a la separación entre canal externo e interno en la sección A-A, cuyo valor se calcula a continuación:

$$M_A = F_A * d_A \Rightarrow F_A = \frac{M_A}{d_A} = \frac{1291.59}{0.46} = 2807.81 \text{kg}$$

Mientras que la reacción vertical actuando en la sección A-A, se la divide en partes iguales que actúen tanto en el canal externo como en el interno, así:

$$F_{A'} = \frac{V_A}{2} = 2502.75 \text{kg}$$

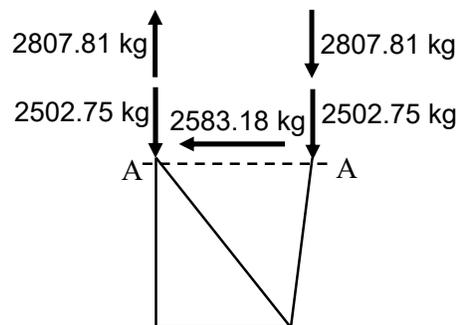
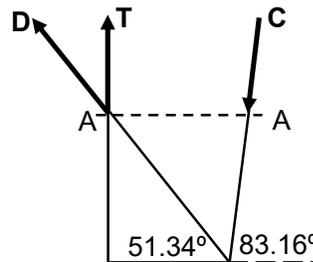


FIGURA 2.13. COMPONENTES AXIALES DE LAS FUERZAS INTERNAS EN LA SECCIÓN A-A

Para determinar las fuerzas que propiamente actúan en los canales exterior e interior, así como en la celosía

diagonal, se compara la figura 2.13 con la figura 2.14 de a continuación:



**FIGURA 2.14. FUERZAS INTERNAS EN
LA SECCIÓN A-A**

Con lo que, del análisis estático, se consigue las siguientes expresiones para resolver:

$$C * \text{Sen} \varphi = 2807.81 + 2502.75$$

$$C = \frac{2087.81 + 2502.75}{\text{Sen}(83.16^\circ)} = 5348.66 \text{kg}$$

$$D * \text{Cos} \theta_A + C * \text{Cos} \varphi = 2583.18$$

$$D = \frac{2583.18 - C * \text{Cos} \varphi}{\text{Cos} \theta_A} = 3114.98 \text{kg}$$

$$T + D * \text{Sen} \theta_A = 2807.81 - 2502.75$$

$$T = 2807.81 - 2502.75 - D * \text{Sen} \theta_A = -2127.34 \text{kg}$$

Para determinar el valor de la fuerza interna en la celosía horizontal, se analiza el nodo superior izquierdo del tramo 1 de la columna, como muestra la figura 2.15.

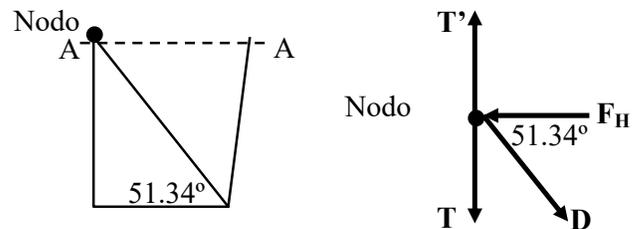


FIGURA 2.15. Análisis nodal para celosía horizontal

Se observa que:

$$F_H = D * \cos \theta_A = 3114.98 * \cos(51.34^\circ)$$

$$F_H = 1945.91 \text{ kg}$$

El mismo análisis se lo aplica para determinar las fuerzas internas en la sección C-C, es decir, por el método del cortante y momento se halla las fuerzas que actúan en los canales externos e internos así como en la celosía diagonal, y por análisis nodal se determina la fuerza en la celosía horizontal. Todos los valores de fuerzas calculadas, respectiva ubicación y longitud del elemento se resumen en la Tabla 2.

TABLA 2
FUERZAS INTERNAS EN LA COLUMNA

CANAL EXTERNO		
Altura (m)	Tensión (kg)	Long.Elemento (m)
4,50	9863,53	0,500
5,00	10023,28	0,500
CANAL INTERNO		
Altura (m)	Compresión (kg)	Long.Elemento (m)
4,50	15378,03	0,504
5,00	15529,27	0,504
CELOSÍAS HORIZONTALES		
Altura (m)	Compresión (kg)	Long.Elemento (m)
0,50	1945,91	0,460
CELOSÍAS DIAGONALES		
Altura (m)	Tensión (kg)	Long.Elemento (m)
0,50	3114,98	0,640

2.5.3.8. Análisis de fuerzas en la viga.

La viga será analizada mediante el método del cortante y momento flector, en dos secciones críticas; una es aquella cercana a la rodilla donde se producen los mayores momentos flectores, y la otra es la sección donde se produce el máximo momento positivo en la viga.

En la sección 2.5.3.6 del presente documento se determinó la expresión para el momento en cualquier

punto de la viga. En la figura 2.16 se presentan las secciones de análisis en la viga y sus respectivas posiciones respecto al origen.

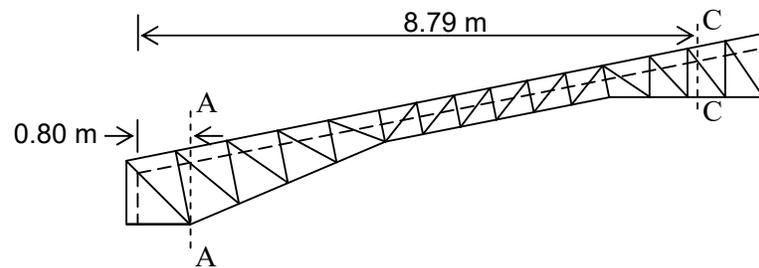


FIGURA 2.16. SECCIONES DE ANÁLISIS EN LA VIGA

Se comienza el análisis de la viga en la sección A-A.

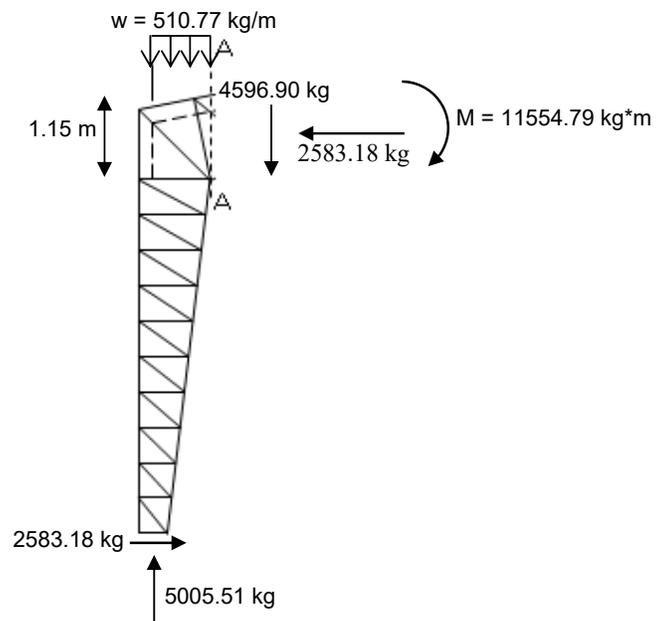


FIGURA 2.17. EQUILIBRIO ESTÁTICO DE LA SECCIÓN A-A EN LA VIGA

Procediendo con el método del cortante y momento, se muestra en la figura 2.18 los valores obtenidos en la sección A-A.

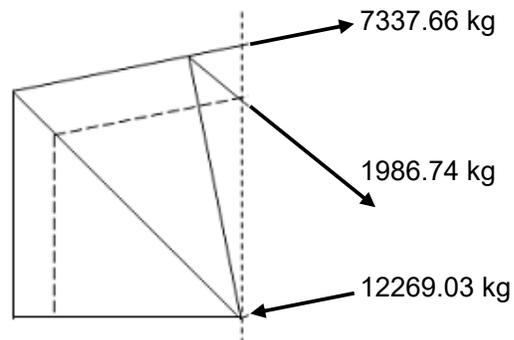


FIGURA 2.18. FUERZAS INTERNAS EN LA SECCIÓN A-A DE LA VIGA

Mientras que en la sección C-C se obtienen los siguientes valores.

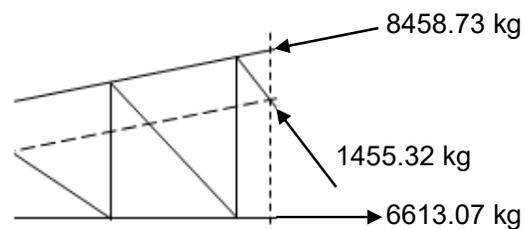


FIGURA 2.19. FUERZAS INTERNAS EN LA SECCIÓN C-C DE LA VIGA

Los valores de las fuerzas a las que se encuentran sometidas las celosías perpendiculares, se las determina en forma similar que para las celosías horizontales en la

columna, es decir mediante el método nodal. En la tabla 3 se resumen todos los valores críticos de interés sobre la viga.

TABLA 3
FUERZAS INTERNAS EN LA VIGA

CANAL EXTERNO			
x (m)	Tensión (kg)	Compresión (kg)	Long.Elemento (m)
0,80	7337,66		0,816
8,79		8458,73	0,612
CANAL INTERNO			
x (m)	Tensión (kg)	Compresión (kg)	Long.Elemento (m)
0,80		12269,03	0,833
8,79	6613,07		0,600
CELOSÍAS PERPENDICULARES			
x (m)	Tensión (kg)	Compresión (kg)	Long.Elemento (m)
0,80		1248,57	1,177
CELOSÍAS DIAGONALES			
x (m)	Tensión (kg)	Compresión (kg)	Long.Elemento (m)
0,80	1986,73		1,298

2.5.3.9. Análisis de fuerzas en la rodilla.

La rodilla es el miembro de la estructura que soportará los mayores momentos flectores, y por lo tanto los mayores esfuerzos, principalmente la celosía diagonal,

de ahí que ésta será conformada por dos perfiles C unidos por el alma.

Para determinar los valores de las fuerzas internas en la rodilla, se recurre al método de análisis nodal; no sin antes partir de los valores ya conocidos en la columna y en la viga, que forman parte también de la rodilla, y que se muestran en la figura 2.20.

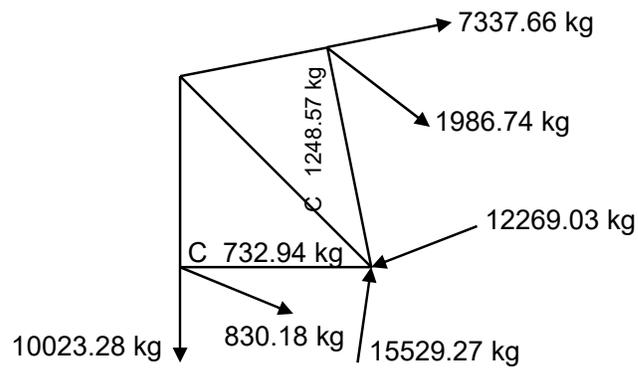


FIGURA 2.20. FUERZAS CONOCIDAS SOBRE LA RODILLA

A continuación la figura 2.21 muestra los valores calculados por análisis nodal.

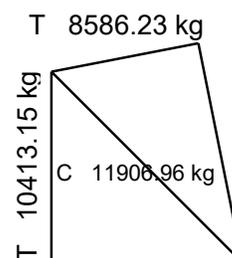


FIGURA 2.21. FUERZAS INTERNAS EN LA RODILLA

2.6 Diseño del Pórtico.

Para todo el pórtico se utilizará el acero estructural A36, con $F_y = 36 \text{ ksi}$ ($2530,80 \text{ kg/cm}^2$) y $F_u = 58 \text{ ksi}$ ($4077,40 \text{ kg/cm}^2$), pues es el tipo de acero que se encuentra en el mercado local en cuanto a perfiles estructurales formados en frío se refiere.

Conocidas ya las fuerzas internas en los miembros de la estructura se procede a diseñar los mismos, de tal forma que los perfiles previamente seleccionados cumplan con las especificaciones recomendadas por el manual del Instituto Americano del Hierro y el Acero (American Iron and Steel Institute / AISI), año 2001, bajo el método de diseño del Factor de Carga y Resistencia (LRFD). Estas recomendaciones corresponden al diseño a tracción y a compresión, y se detallan a continuación.

◆ Para miembros sometidos a tracción:

En la sección C2 p.60 de las especificaciones AISI y en la sección C2 p.A4 del apéndice se recomienda que, dado que la carga de diseño $T_u \leq \phi_t T_n$, la resistencia nominal T_n corresponde a la menor entre los valores:

a) Para fluencia en la sección total:

$$T_n = A_g F_y$$

$$\phi_t = 0.90$$

b) Por fractura en la sección neta lejos de la conexión

$$T_n = A_n F_u$$

$$\phi_t = 0.75$$

Donde, $A_g =$ área total

$A_n =$ área neta

$F_y =$ punto de fluencia

$F_u =$ resistencia última

Lo que infiere que al diseñar, el área que se escogerá será la mayor entre A_g y A_n . Asimismo se deberá comprobar que el miembro estructural a diseñarse, cumpla con la relación de

$$\text{esbeltez } \frac{L}{r_{\min}} \leq 300$$

◆ Para miembros sometidos a compresión:

En la sección C4 p.81 de las especificaciones AISI se indica que la resistencia nominal para compresión es:

$$P_n = A_e F_n$$

$$\phi_c = 0.85$$

Donde, $A_e =$ área efectiva de diseño

$F_n =$ esfuerzo crítico o de pandeo y es determinado de la siguiente forma:

Para $\lambda_c \leq 1.5$ $F_n = (0.658^{\lambda_c^2})F_y$

Para $\lambda_c > 1.5$ $F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y$

Donde

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

F_e = el menor valor de pandeo flexionante, torsional y flexo-torsión

- Pandeo Flexionante

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

Con E = Módulo de elasticidad
 K = factor de longitud efectiva (1)
 = 1
 L = longitud lateral no arriostrada
 r = radio de giro de la sección completa respecto al eje de pandeo

(1) Tomado de los comentarios de las especificaciones AISI 2001, Tabla C-C4-1 situación (d)

Para miembros compuestos o de doble simetría:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)_0^2}$$

Con; $a/r_i < (KL/r)_{\text{gobernante}}$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \text{reemplaza en pandeo flexionante a}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)$$

$\left(\frac{KL}{r}\right)_0$ = coeficiente global de esbeltez de toda la sección respecto al eje del miembro compuesto

a = espaciamiento del punto de soldadura

- Pandeo Flexo-torsión

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

Con;

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2$$

- Donde A = área de sección completa
- r_o = radio de giro polar de la sección, respecto del centro de corte, $r_o = \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_o^2}$
- G = Módulo de corte para el acero
- x_o = distancia desde el centro del corte al centroide de la sección, tomado como negativo
- J = constante de torsión de Saint-Venant para la sección
- C_w = constante de alabeo torsional de la sección

Para secciones de doble simetría sujeta a pandeo torsional, se deberá tomar el menor valor F_e entre el calculado para pandeo flexionante y $F_e = \sigma_t$, donde σ_t es definido en la Sección C3.1.2.1, así:

$$F_e = \sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

Nota: Para determinar el área efectiva de la sección de un perfil, se sigue lo establecido en la sección B2.1(a) de las especificaciones AISI; pero dado que los perfiles C, utilizados en este proyecto como miembros principales, sus alas no tiene rigidizadores de borde, por lo que las especificaciones en su sección B3.1 restringen el valor del coeficiente de pandeo local (k) a un valor de 0.43; mientras que su alma si está rigidizada por las alas y $k = 4$. Además se debe cumplir con la relación de longitud plana-espesor $w/t < 60$ para elementos no rigidizados en los bordes y $w/t < 500$ para elementos rigidizados (tomado de sección B.1.1(a) de las especificaciones). Quedando las recomendaciones de la siguiente forma:

Ancho efectivo, b , será determinado de las siguientes ecuaciones:

$$b = w \quad \text{cuando } \lambda \leq 0.673$$

$$b = \rho w \quad \text{cuando } \lambda > 0.673$$

Donde

w = longitud plana del ala de la sección

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda}\right)}{\lambda}$$

λ es un factor de esbeltez determinado como sigue:

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}}$$

Donde

t = espesor de la sección

k = coeficiente de pandeo local

Lo anterior se aplica tanto al ala como al alma de la sección, para luego computadas sus respectivas longitudes efectivas determinar el área efectiva de la sección.

2.6.1. Diseño de la columna.

El diseño de la columna lo determina el diseño de sus miembros, es decir, los canales externos e internos y las celosías diagonal y horizontal, usando los valores de fuerzas internas correspondientes y resumidas en la Tabla 2 de la sección 2.5.3.7 del presente documento. Previamente se establecieron perfiles C 200x50x3 para los canales externos, perfiles C 200x50x4 para los canales internos y ángulos L 30x30x2 para las celosías diagonales y horizontales.

- Canal externo:

TABLA 4
PROPIEDADES DEL CANAL C 200 x 50 x 3

Perfil C 200 x 50 x 3						
H (cm)	B (cm)	t (cm)	R (cm)	A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	X (cm)
20,00	5,00	0,30	0,30	8,70	17,10	0,96
r _x (cm)	r _y (cm)	r _o (cm)	x _o (cm)	J (cm ⁴)	C _w (cm ⁶)	
7,29	1,40	7,74	-2,26	0,26	1224,00	

$$\min.A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{10023.18}{0.90 * (2530.80)} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$\min.A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{10023.18}{0.75 * (4077.40)} = 3.28 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 4.41 < 8.70 \quad \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{0.50 * 100}{1.4} = 35.71 < 300 \quad \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

- Canal Interno:

TABLA 5
PROPIEDADES DEL CANAL C 200 x 50 x 4

Perfil C 200 x 50 x 4						
H (cm)	B (cm)	T (cm)	R (cm)	A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	X (cm)
20,00	5,00	0,40	0,40	11,50	22,10	1,00
r _x (cm)	r _y (cm)	r _o (cm)	x _o (cm)	J (cm ⁴)	C _w (cm ⁶)	
7,23	1,39	7,68	-2,24	0,61	1568,00	

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 50.36 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 6.97$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 36.23 \checkmark$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(36.23)^2} = 15593.98 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(6.97)^2} = 421895.05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{11.5(7.68)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.604) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(1568)}{(50.36)^2} \right] \\ &= 19369.92 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 = 1 - (-2.24 / 7.68)^2 = 0.92$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \\ &= 19291.28 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Se toma el menor valor de F_e

$$\text{Entonces, } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{15594.00}} = 0.40 < 1.5$$

$$\begin{aligned} F_n &= (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.40^2}) * 2530.80 \\ &= 2364.60 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow A_e &= \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{15529.27}{0.85(2364.60)} \\ &= 7.73 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se determina el área efectiva de la sección:

– ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.4 + 0.4) = 4.2 \text{ cm}$$

$$w/t = 4.2/0.4 = 10.5 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.2}{0.4} \right) \sqrt{\frac{2364.60}{2.07 * 10^6}} = 0.57 < 0.673$$

$$b = w = 4.2 \text{ cm}$$

– ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.4 + 0.4) = 18.4 \text{ cm}$$

$$w/t = 18.4/0.4 = 46 < 500 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.4}{0.4} \right) \sqrt{\frac{2530.80}{2.07 * 10^6}} = 0.82 > 0.673$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.82} \right)}{0.82} = 0.89$$

$$b = 0.89 (18.4) = 16.46 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_e = A - t(h - b) = 11.5 - 0.4(20 - 16.46) = 10.73 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$7.73 \text{ cm}^2 < 10.73 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{SI CUMPLE}$$

- Celosía diagonal:

TABLA 6
PROPIEDADES DEL ÁNGULO L 30 x 30 x 2

Perfil L 30 x 30 x 2					
H	B	T	R	r	A
(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
3.00	3.00	0.20	0.20	0.30	2.60
U	X=Y	I_{xy}	r_x=r_y	A	I_{xx}
(cm)	(cm)	(cm⁴)	(cm)	(cm²)	(cm⁴)
0.47	0.84	-0.62	0.94	1.13	1.00
I_{yy2}	r_{y2}	x_o	r_o	J	C_w
(cm⁴)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm⁴)	(cm⁶)
0.38	0.58	-1.05	1.69	0.02	0.00

$$\min.A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} \Rightarrow A_g = \frac{(3114.98/2)}{0.90 * (2530.80)} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$\min.A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u} \Rightarrow A_n = \frac{(3114.98/2)}{0.75 * (4077.40)} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 0.68 < 1.13 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{0.64 * 100}{0.94} = 68.12 < 300 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

- Celosía horizontal:

Se utilizan los datos de la Tabla 6.

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Propiedades para ángulo:

$$I_{x2} = 2I_x - I_{y2} = 2(0.94) - (0.382)$$

$$= 1.62 \text{ cm}^4$$

$$r_{x2} = (I_{x2}/A)^{1/2} = (1.62/1.13)^{1/2}$$

$$= 1.20$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 46.00 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 38.44$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 79.31 \checkmark$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(79.31)^2} = 3254 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(38.44)^2} = 13853.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{1.13(1.69)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.015) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(0)}{(46)^2} \right] \\ &= 3714.26 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 = 1 - (-1.047 / 1.70)^2 = 0.62$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \\ &= 3315.23 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Se toma el menor valor de F_e

$$\text{Entonces, } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{3254}} = 0.88 < 1.5$$

$$\begin{aligned} F_n &= (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.88^2}) * 2530.80 \\ &= 1827.61 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow A_e &= \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{(1945.91/2)}{0.85(1827.61)} \\ &= 0.63 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se determina el área efectiva de la sección:

$$w = B - (R + t) = 3 - (0.2 + 0.2) = 2.6 \text{ cm}$$

$$w/t = 2.6/0.2 = 13 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{2.6}{0.2} \right) \sqrt{\frac{1827.61}{2.07 * 10^6}} = 0.62 < 0.673$$

$$b = w = 2.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_e = A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$0.63 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

2.6.2. Diseño de la viga.

En la viga se diseñará sus miembros para sus cargas críticas de tensión y compresión, tanto en los canales externo como interno, pues, existe un cambio en el sentido del momento flector que origina tensión y compresión en ambos canales. Se diseñará además las celosías diagonales y perpendiculares. Los valores de fuerzas internas correspondientes están resumidos en la Tabla 3 de la sección 2.5.3.8 del presente documento. Previamente se establecieron perfiles C 200x50x3 para los canales externos e internos y ángulos L 30x30x2 para las celosías diagonales y horizontales.

- Canal externo:

Se utilizan los datos de la Tabla 4

- ◆ En tensión:

$$\min.A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} \Rightarrow A_g = \frac{7337.66}{0.90 * (2530.80)} = 3.221 \text{ cm}^2$$

$$\min.A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u} \Rightarrow A_n = \frac{7337.66}{0.75 * (4077.40)} = 2.40 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 3.22 < 8.70 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{0.816 * 100}{1.4} = 58.29 < 300 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

- ◆ En compresión:

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 61.19 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 8.39$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 43.71 \checkmark$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(43.171)^2} = 10715.13 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(8.39)^2} = 290533.56 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{8.70(7.74)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.260) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(1224)}{(61.19)^2} \right] \\ &= 13235.00 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 = 1 - (-2.26 / 7.74)^2 = 0.92$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \\ &= 13181.58 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Se toma el menor valor de F_e

Entonces, $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{10715.13}} = 0.49 < 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.49^2}) * 2530.80$$

$$= 2292.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{8458.73}{0.85(2292.58)}$$

$$= 4.34 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

– ALA

$$w = B - (R+t) = 5 - (0.3 + 0.3) = 4.4 \text{ cm}$$

$$w/t = 4.4/0.3 = 14.67 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.4}{0.3} \right) \sqrt{\frac{2292.58}{2.07 * 10^6}} = 0.78 > 0.673$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.78} \right)}{0.78} = 0.92$$

$$b = 0.92 (4.4) = 4.04 \text{ cm}$$

– ALMA

$$w = h - 2(R+t) = 20 - 2(0.3 + 0.3) = 18.8 \text{ cm}$$

$$w/t = 18.8/0.3 = 62.67 < 500 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.8}{0.3} \right) \sqrt{\frac{2530.80}{2.07 * 10^6}} = 1.10 > 0.673$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{1.10} \right)}{1.10} = 0.73$$

$$b = 0.73 (18.8) = 13.71 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow A_e &= A - 2t(w-b) - t(h-b) \\ &= 8.70 - 2(0.3)(4.4 - 4.04) - 0.3(20 - 13.71) \\ &= 6.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$4.34 \text{ cm}^2 < 6.96 \text{ cm}^2 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

- Canal interno:

Se utilizan los datos de la Tabla 4

- ◆ En tensión:

$$\text{mín. } A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} \Rightarrow A_g = \frac{6613.07}{0.90 * (2530.80)} = 2.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{mín. } A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u} \Rightarrow A_n = \frac{6613.07}{0.75 * (4077.40)} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 2.90 < 8.70 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{min}} = \frac{0.60 * 100}{1.4} = 42.86 < 300 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

◆ En compresión:

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 83.29 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 11.43$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 59.49 \checkmark$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(59.49)^2} = 5783.35 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(11.43)^2} = 156811.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{8.70(7.74)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.260) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(1224)}{(83.29)^2} \right] \\ &= 7325.82 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 = 1 - (-2.26 / 7.74)^2 = 0.92$$

$$\begin{aligned} F_e &= \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \\ &= 7295.47 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Se toma el menor valor de F_e

$$\text{Entonces, } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{5783.35}} = 0.66 < 1.5$$

$$\begin{aligned} F_n &= (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{0.66^2}) * 2530.80 \\ &= 2107.24 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow A_e &= \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{12269.03}{0.85(2107.24)} \\ &= 6.85 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se determina el área efectiva de la sección:

– ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.3 + 0.3) = 4.4 \text{ cm}$$

$$w/t = 4.4/0.3 = 14.67 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.4}{0.3} \right) \sqrt{\frac{2107.24}{2.07 * 10^6}} = 0.75 > 0.673$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.75} \right)}{0.75} = 0.94$$

$$b = 0.92 (4.4) = 4.15 \text{ cm}$$

– ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.3 + 0.3) = 18.8 \text{ cm}$$

$$w/t = 18.8/0.3 = 62.67 < 500 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.8}{0.3} \right) \sqrt{\frac{2107.24}{2.07 * 10^6}} = 1.05 > 0.673$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{1.05} \right)}{1.05} = 0.75$$

$$b = 0.75 (18.8) = 14.15 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \Rightarrow A_e &= A - 2t(w-b) - t(h-b) \\
 &= 8.70 - 2(0.3)(4.4 - 4.15) - 0.3(20 - 14.15) \\
 &= 7.15 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$6.85 \text{ cm}^2 < 7.15 \text{ cm}^2 \therefore \text{SI CUMPLE}$$

- Celosía diagonal:

Se utilizan los datos de la Tabla 6.

$$\text{mín.} A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} \Rightarrow A_g = \frac{(1986.73/2)}{0.90 * (2530.80)} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{mín.} A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u} \Rightarrow A_n = \frac{(1986.73/2)}{0.75 * (4077.40)} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 0.44 < 1.13 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{1.30 * 100}{0.94} = 138.13 < 300 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

- Celosía perpendicular:

Se utilizan los datos de la Tabla 6.

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Propiedades para ángulo:

$$I_{x2} = 2I_x - I_{y2} = 2(0.94) - (0.382) \\ = 1.62 \text{ cm}^4$$

$$r_{x2} = (I_{x2}/A)^{1/2} = (1.62/1.13)^{1/2} \\ = 1.20$$

Con; $\phi_c = 0.85$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 117.67 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 98.32$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 202.88 \checkmark$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(202.88)^2} = 497.28 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(98.32)^2} = 2117.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$= \frac{1}{1.13(1.69)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.015) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(0)}{(117.67)^2} \right]$$

$$= 3714.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 = 1 - (-1.047 / 1.70)^2 = 0.62$$

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$= 1629.70 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de F_e

Entonces, $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{497.28}} = 2.26 > 1.5$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y = \left[\frac{0.877}{2.26^2} \right] * 2530.80$$

$$= 436.12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{(1248.57 / 2)}{0.85(436.12)}$$

$$= 1.68 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

$$w = B - (R + t) = 3 - (0.2 + 0.2) = 2.6 \text{ cm}$$

$$w/t = 2.6/0.2 = 13 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{2.6}{0.2} \right) \sqrt{\frac{436.12}{2.07 \cdot 10^6}} = 0.30 < 0.673$$

$$b = w = 2.6 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_e = A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$1.68 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2 \therefore \text{NO CUMPLE}$$

Se comprueba otro ángulo con mayor área, por lo que se preselecciona ángulos 2L 30x30x4.

TABLA 7

PROPIEDADES DEL ÁNGULO L 30 x 30 x 4

Perfil L 30 x 30 x 4					
H (cm)	B (cm)	t (cm)	R (cm)	r (cm)	a (cm)
3.00	3.00	0.40	0.40	0.60	2.20
u (cm)	X=Y (cm)	I _{xy} (cm ⁴)	r _x =r _y (cm)	A (cm ²)	I _{xx} (cm ⁴)
0.94	0.94	-1.17	0.91	2.14	1.76
I _{yy2} (cm ⁴)	r _{y2} (cm)	x _o (cm)	r _o (cm)	J (cm ⁴)	C _w (cm ⁶)
0.59	0.53	-1.05	1.66	0.11	0.000

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Propiedades para ángulo:

$$I_{x2} = 2I_x - I_{y2} = 2(1.76) - (0.59)$$

$$= 2.93 \text{ cm}^4$$

$$r_{x2} = (I_{x2}/A)^{1/2} = (1.62/2.14)^{1/2}$$

$$= 1.17$$

Con

$$\phi_c = 0.85$$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 117.67 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 100.64$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 223.31 \checkmark$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(226.29)^2} = 410.44 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(99.95)^2} = 2021.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right]$$

$$= \frac{1}{2.14(1.67)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.114) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(0)}{(117.67)^2} \right]$$

$$= 15175.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = 1 - (x_o / r_o)^2 = 1 - (-1.05 / 1.67)^2 = 0.62$$

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$= 1937.33 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de F_e

$$\text{Entonces, } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{399.72}} = 2.52 > 1.5$$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y = \left[\frac{0.877}{2.52^2} \right] * 2530.80$$

$$= 350.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{(1248.57 / 2)}{0.85(350.55)}$$

$$= 2.095 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

$$w = B - (R + t) = 3 - (0.4 + 0.4) = 2.20 \text{ cm}$$

$$w/t = 2.2/0.4 = 5.50 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{2.2}{0.4} \right) \sqrt{\frac{350.55}{2.07 * 10^6}} = 0.12 < 0.673$$

$$b = w = 2.2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_e = A = 2.14 \text{ cm}^2$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$2.095 \text{ cm}^2 < 2.140 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

2.6.3. Diseño de la rodilla

En la viga se diseñará sus miembros para sus cargas críticas que se dan en el canal externo a tensión y la celosía diagonal principal a compresión. Los valores de fuerzas internas correspondientes están resumidos en la figura 2.21 de la sección 2.5.3.9 del presente documento. Previamente se establecieron perfiles C 200x50x3 para el canal externo y para el perfil compuesto que sirve como diagonal principal.

- Canal externo:

Se utilizan los datos de la Tabla 4

$$\text{mín.} A_g = \frac{P_u}{\phi_t F_y} \quad \Rightarrow \quad A_g = \frac{(10413.15)}{0.90 * (2530.80)} = 4.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{mín.} A_n = \frac{P_u}{\phi_t F_u} \quad \Rightarrow \quad A_n = \frac{(10413.15)}{0.75 * (4077.40)} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor entre las dos y se compara con el área de la sección del perfil:

$$A_g = A_n = 4.57 < 8.70 \quad \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

Se verifica la relación de esbeltez:

$$\frac{L}{r_{min}} = \frac{1.00 * 100}{1.4} = 71.43 < 300 \therefore \text{SÍ CUMPLE}$$

- Diagonal principal:

Se utilizan los datos de la Tabla 4

$$A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n}$$

Propiedades para miembro compuesto:

$$A = 2 * A_i = 2(8.70) = 17.40 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 * I_{xi} = 2(462) = 924 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2[I_{yi} + A_i * x_i^2] = 2[17.10 + 8.70(0.96)^2] = 50.24 \text{ cm}^4$$

$$r_y = (I_y/A)^{1/2} = (50.24/17.40)^{1/2} = 1.70 \text{ cm}$$

$$C_w = 2 * C_{wi} = 2(1224) = 2448 \text{ cm}^6$$

$$J = 2 * J_i = 2(0.26) = 0.52 \text{ cm}^4$$

$$r_o = (r_x^2 + r_y^2 + x_o^2)^{1/2} = [7.29^2 + 1.40^2 + (-2.26)^2]^{1/2} = 7.49 \text{ cm}$$

$$a = L/3 = 1.41/3 = 47.14 \text{ cm}$$

Con; $\phi_c = 0.85$

$$K_x = K_y = K_t = 1$$

$$L_x = L_y = L_t = 141.42 \text{ cm}$$

$$\frac{K_x L_x}{r_x} = 19.40$$

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = 83.23$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{KL}{r}\right)_m &= \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)_0^2} = \sqrt{(19.40)^2 + \left(\frac{47.14}{1.4}\right)^2} = 89.78 \\ &= 89.78 \checkmark \end{aligned}$$

Donde

$$a/r_i = 33.67 < 89.78/2 \text{ OK}$$

Diseño por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)}{(89.78)^2} = 2539.11 \text{ kg/cm}^2$$

Diseño por Flexo-torsión:

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \\ &= \frac{1}{17.40(7.74)^2} \left[(7.94 * 10^5)(0.52) + \frac{\pi^2 * (2.07 * 10^6)(2448)}{(141.42)^2} \right] \\ &= 2993.38 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$F_e = \sigma_t = 2993.38 \text{ kg/cm}^2$$

Se toma el menor valor de F_e

$$\text{Entonces, } \lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{2530.80}{2539.11}} = 1.0 < 1.5$$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1.00^2}) * 2530.80$$

$$= 1667.55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_e = \frac{P_u}{\phi_c F_n} = \frac{11906.96}{0.85(1667.55)}$$

$$= 8.40 \text{ cm}^2$$

Se determina el área efectiva de la sección:

– ALA

$$w = B - (R + t) = 5 - (0.3 + 0.3) = 4.4 \text{ cm}$$

$$w/t = 4.4/0.3 = 14.67 < 60 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 0.43$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.4}{0.3} \right) \sqrt{\frac{1667.55}{2.07 * 10^6}} = 0.67 < 0.673$$

$$b = w = 4.15 \text{ cm}$$

– ALMA

$$w = h - 2(R + t) = 20 - 2(0.3 + 0.3) = 18.8 \text{ cm}$$

$$w/t = 18.8/0.3 = 62.67 < 500 \text{ CUMPLE}$$

$$k = 4$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{18.8}{0.3} \right) \sqrt{\frac{1667.55}{2.07 * 10^6}} = 0.94 > 0.673$$

$$b = \rho w$$

$$\rho = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{\lambda} \right)}{\lambda} = \frac{\left(1 - \frac{0.22}{0.94} \right)}{0.94} = 0.82$$

$$b = 0.82 (18.8) = 15.38 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow A_e &= 2[A_i - t(h - b)] = 2[8.70 - 0.3(20 - 15.38)] \\ &= 15.35 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Finalmente se debe cumplir que $(A_e)_{\text{diseño}} \leq (A_e)_{\text{sección}}$

$$8.40 \text{ cm}^2 < 15.35 \text{ cm}^2 \quad \therefore \text{SI CUMPLE}$$

2.6.4. Cálculo del peso de la estructura.

Para culminar el diseño del pórtico, se debe verificar el peso de la estructura, específicamente que no sobrepase el peso de estructura asumido, que en este proyecto fue de 10 kg/m^2 .

En la tabla 8, se resume los perfiles establecidos para los miembros de la estructura.

TABLA 8
PESO EXACTO DEL PÓRTICO

Columna				
Miembro	Perfil	Peso/long. (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Canal externo	C200x50x3	6,83	5,00	34,15
Canal interno	C200x50x4	9,01	5,04	45,37
Celosía diagonal (2)	L30x30x2	0,89	16,85	15,00
Celosía horizontal (2)	L30x30x2	0,89	14,6	12,99

Viga				
Miembro	Perfil	Peso/long. (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Canal externo	C200x50x3	6,83	11,20	76,48
Canal interno	C200x50x3	6,83	9,26	63,27
Celosía diagonal (2)	L30x30x2	0,89	25,98	23,12
Celosía perpendicular (2)	L30x30x4	1,68	19,11	32,11
Rodilla				
Miembro	Perfil	Peso/long. (kg/m)	Longitud (m)	Peso (kg)
Canal externo	C200x50x3	6,83	1,00	6,83
Celosía Diagonal (2)	C200x50x3	6,83	2,83	19,32
Peso de la mitad del pórtico (kg)				328,6

Este peso calculado de la mitad de un pórtico es distribuido, en el análisis, entre la distancia de separación pórtico-pórtico y su respectiva semi-luz, determinándose la carga distribuida debida al peso del pórtico.

$$w_{estructura} = \frac{328.65}{(5 * 9.80)} = 6.71 \text{ kg} / \text{m}^2$$

La que no sobrepasa el peso de estructura estimado para este proyecto, el cual fue de 10 kg/m². Lo que permite concluir que el análisis y diseño realizado para el pórtico es congruente y se lo puede tomar como definitivo.

CAPÍTULO 3

3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.

3.1. Diseño de la Placa Base de la Columna.

La estructura de acero, una vez diseñados sus miembros, se la va a apoyar sobre cimientos de concretos, pero no de forma directa, ya que al ser reticular la estructura, el área de asentamiento sería reducida lo cual causaría un esfuerzo muy grande, superior al que el concreto puede resistir. Por lo antes expuesto, se hace necesario asentar las columnas de la estructura sobre placas de acero, cuyo objetivo es distribuir en una área mayor la carga de la estructura, capaz de que el concreto no se sobreesfuerce.

En este proyecto se soldará la columna a la placa base, y ésta a su vez se fijará al cimiento a través de pernos de anclajes, como muestra la figura 3.1.

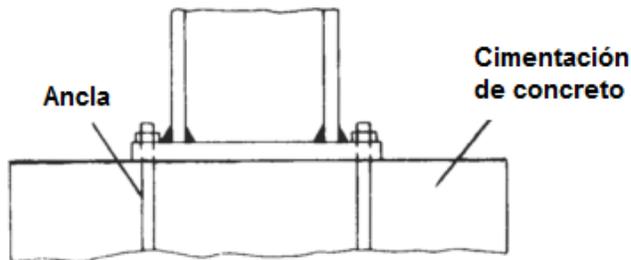


FIGURA 3.1. FIJACIÓN DE LA PLACA BASE

Con base en las especificaciones de la AISC 2005, sección J8 para Bases de columnas y aplastamiento del concreto, la resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base, $\phi_c P_p$, debe ser por lo menos igual a la carga soportada. En la que la condición menos fuerte para el concreto, es cuando el área de la placa cubre toda el área de soporte del concreto; con $\phi_c = 0.60$ y resistencia de aplastamiento nominal, P_p , que se determina con la expresión (J8-1) dada a continuación:

$$P_u = \phi_c P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1)$$

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi_c 0.85 f'_c}$$

Donde, P_u = carga factorada = reacción vertical sobre estructura

f'_c = resistencia a compresión del concreto

A_1 = área de la placa

Entonces,
$$A_1 = \frac{5005.51}{0.60 * 0.85 * 210} = 46.74 \text{ cm}^2$$

Pero la placa base tiene que ser por lo menos tan grande como la columna, es decir, $A_{1\min} = d * b_f = 40 * 20 = 800\text{cm}^2$, la cual es mayor que la determinada según las especificaciones AISC, por lo tanto el área de la placa base que se escogerá es de $56 \times 28 \text{ cm}^2$.

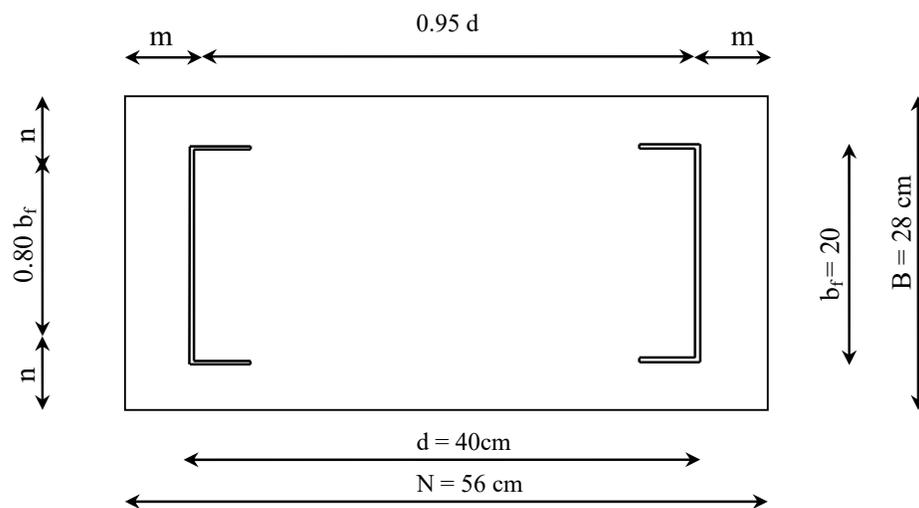


FIGURA 3.2. DIMENSIONES DE LA PLACA BASE

El espesor de la placa se lo determina para que sea capaz de resistir los momentos que se originan en la parte de la placa que se encuentran en voladizo, es decir en las direcciones donde se encuentran las dimensiones m y n . Los momentos en dichas direcciones son:

$$M_m = \frac{P_u m^2}{2BN} \quad M_n = \frac{P_u n^2}{2BN}$$

La resistencia de diseño por momento de la placa, por centímetro de ancho $\phi F_y (t^2 / 4)$, debe ser por lo menos igual al mayor de los momentos anteriores. Con $\phi = 0.90$, de tal forma que el espesor se lo determina de la siguiente forma:

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}}$$

Donde, $F_y =$ punto de fluencia de la placa base de acero
(en este proyecto se usa plancha de acero estructural A36, con $F_y = 36 \text{ ksi} = 2535.21 \text{ kg/cm}^2$)

Entonces, $m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{56 - 0.95(40)}{2} = 9 \text{ cm} \checkmark$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{28 - 0.80(20)}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$t = (m, n) \sqrt{\frac{2P_u}{0.9F_yBN}} = 9 \sqrt{\frac{2(5005.51)}{0.9(2535.21)(28 * 56)}}$$

$$t = 4.76 \text{ mm}$$

Por lo tanto se escoge una placa de 5 mm de espesor.

Con lo que la placa base tendrá las dimensiones de 560 x 280 x 5 mm.

3.2. Diseño de los Pernos de Anclaje.

El objetivo de los pernos de anclaje es fijar la columna de la estructura de acero a la cimentación de concreto. Estos estarán sometidos a corte, provocados por la fuerza horizontal $H = 2583.18$ kg, previamente calculada.

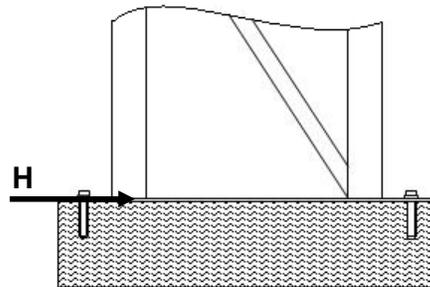


FIGURA 3.3. CARGA SOBRE LOS PERNOS DE ANCLAJE

El diseño de forma presentado en la figura 3.3, muestra tan solo dos pernos de los 6 que tendrá, 3 de cada costado. Esto brindará estabilidad total a la estructura asentada en la cimentación, evitando así la flexión de la placa base.

El diseño de los pernos de anclaje se basa en la sección J9, la cual indica que deben ser diseñados de acuerdo a las recomendaciones dadas en la sección J3 del mismo manual AISC 2005.

Se usarán pernos comunes A307, con una tensión de corte nominal, $F_{nv} = 1680$ kg/cm², con una resistencia de diseño, ϕR_n , determinada de acuerdo a los estados límites de fractura en corte:

$$R_n = F_n A_b$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

Donde, F_n = tensión de corte nominal, F_{nv} .

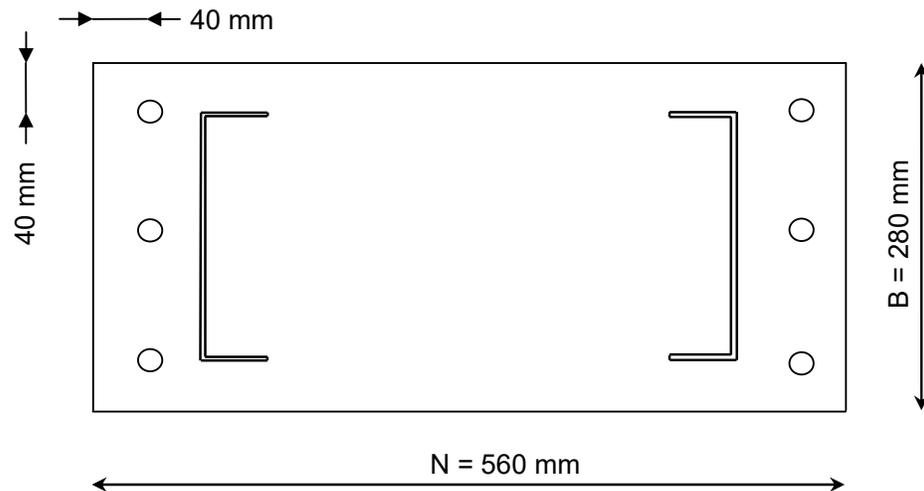
A_b = Área bruta del perno

$$\text{Entonces, } A_b = \frac{H}{\phi F_n} = \frac{2583.18}{0.75 * 1680} = 2.050 \text{ cm}^2$$

$$A_{PERNO} = \frac{A_b}{6} = \frac{2.050}{6} = 0.342 \text{ cm}^2$$

$$D_{PERNO} = 2 \sqrt{\frac{A_{PERNO}}{\pi}} = 7 \text{ mm}$$

Por lo tanto se escogen los seis pernos ASTM A307 de 16 mm de diámetro, para evitar daños de los mismos en el manipuleo y transporte. Además, de acuerdo a la tabla J3.3M de las especificaciones AISC, el diámetro del agujero será de 18 mm, con distancia entre centros de perforaciones recomendadas de 3 veces el diámetro nominal, d , del conector. La distancia al borde recomendada en la tabla J3.4M es de 28 mm para un diámetro nominal de 16 mm. La figura 3.4 muestra el diseño final de la placa base.



**FIGURA 3.4. UBICACIÓN DE LOS AGUJEROS PARA LOS
PERNOS DE ANCLAJE EN LA PLACA BASE**

3.3. Diseño de Arriostamiento Lateral.

Para hacer estable la estructura de acero, ésta no deberá ladearse ni lateralmente ni longitudinalmente por acción del viento, para lo cual se arriostran los pórticos con vigas de contravento.

El miembro estructural formado en frío que se usará como viga de contravento en este proyecto, es el tubo rectangular. Se colocará un tubo rectangular a la mitad de la columna, y otro en la parte superior de la rodilla, como se muestra en la figura 3.5.

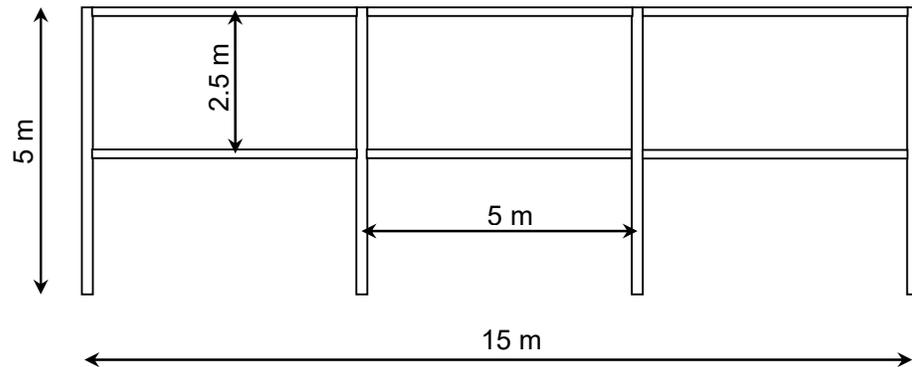


FIGURA 3.5. DISPOSICIÓN DE LAS VIGAS DE CONTRAVENTO

Se diseñará a los tubos rectangulares que cumplen la función de arriostramiento lateral a flexión, los mismos serán considerados como vigas simplemente apoyadas en sus extremos, y la carga distribuida corresponderá a la de viento, la misma que previamente se estableció en la sección 2.2 del presente documento.

- **Carga de viento en viga de contravento:** $76.53 \text{ kg/m}^2 \times 2.5 =$
191.33 kg/m

Máxima combinación de carga de viento:

$$\begin{aligned}
 W_u &= 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R) \\
 &= 1.2(0) + 1.3(191.33) + 0.5(0) \\
 &= \mathbf{248.72 \text{ kg/m}}
 \end{aligned}$$

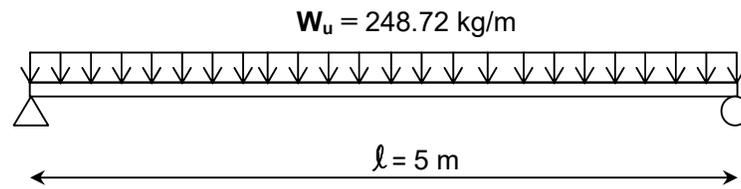


FIGURA 3.6. IDEALIZACIÓN DE LA CARGA SOBRE VIGA DE CONTRAVENTO

Momento flector efectuado por la carga distribuida factorada de viento:

$$M_u = \frac{W_u l^2}{8} = \frac{248.72 * (5)^2}{8} = 777.26 \text{ kg.m}$$

Para el diseño a flexión de un miembro estructural formado en frío, se siguen las recomendaciones dadas en la sección C3.1.1 de las especificaciones AISI 2001, en la que la resistencia de diseño por flexión, $\phi_b M_n$, con $\phi_b = 0.95$ para secciones rigidizadas o parcialmente rigidizadas, y $\phi_b = 0.9$ para secciones sin rigidizadores; donde M_n se determina de la siguiente forma:

$$M_n = S_e F_y$$

Donde, S_e = Módulo resistente efectivo de la sección

F_y = Punto de fluencia

Para determinar la validez del perfil preseleccionado, se debe cumplir:

$$M_u \leq \phi_b M_n.$$

Se calcula el módulo resistente efectivo, siguiendo las recomendaciones de la sección B2.1 (que ya fueron descrita en la sección 2.6 del presente documento), y B2.2 correspondiente al ancho efectivo de secciones rigidizadas sometidas a compresión variable.

Se procede a calcular las propiedades de diseño por flexión para el miembro estructural preseleccionado, el cual es un tubo rectangular ASTM A-500C (50 ksi = 3515.00 kg/cm²) de 50 x 150 x 2 mm (base, altura, espesor).

TABLA 9
PROPIEDADES DEL PERFIL DE CONTRAVENTO

Perfil rectangular preseleccionado:		
50 x 150 x 2		
H	B	T
(mm)	(mm)	(mm)
150	50	2
R	Peso	A
(mm)	(kg/m)	(cm²)
2	6,17	7,74
EJES X-X		
I	S	I
(cm⁴)	(cm³)	(cm)
207,45	27,66	5,11

– **Cálculo de ancho efectivo de la sección:**

ALA (B):

$$w = B - 2(R+t) = 50 - 2(2+2) = 42 \text{ mm}$$

$$w/t = 42/2 = 21 \leq 500 \text{ “CUMPLE” (Sección B.1.1-(a)-(2))}$$

$k = 4$ (para miembros rigidizados)

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4}} \left(\frac{42}{2} \right) \sqrt{\frac{3515.00}{2.07 * 10^6}} = 0.46 < 0.673$$

$$\Rightarrow b = w = 42 \text{ mm}$$

ALMA (H):

Se asume un ancho completamente efectivo y se determina el $Y_{c.g}$ como sigue:

TABLA 10
CÁLCULO DEL CENTROIDE DE LA SECCIÓN DE
CONTRAVENTO

ELEMENTO	l cm	AREA (cm ²)	Y _{c.g} (i) (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)
1	4,20	0,84	0,10	0,08	0,01
2	0,94	0,19	0,21	0,04	0,01
3	28,40	5,68	7,50	42,60	319,50
4	0,94	0,19	14,79	2,79	41,24
5	4,20	0,84	14,90	12,52	186,49
	38,69	7,74		58,03	547,24

$$Y_{c.g} = \Sigma(Ay) / \Sigma(A) = 7,5 \text{ cm}$$

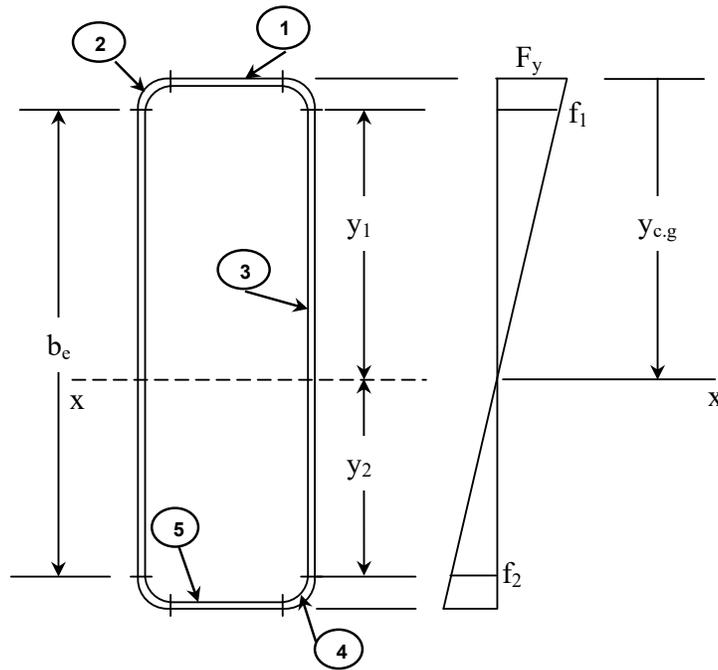


FIGURA 3.7. ANÁLISIS DE LA SECCIÓN DE CONTRAVENTO

Se comprueba si el alma es realmente efectiva:

$$w = H - 2(R+t) = 15 - 2(2+2) = 142 \text{ mm}$$

$$w/t = 142/2 = 71 \leq 500 \quad \text{“CUMPLE”} \quad (\text{Sección B.1.1-(a)-(2)})$$

$$y_1 = y_{c.g} - (R+t) = 7.5 - (0.2+0.2) = 7.1 \text{ cm}$$

$$f_1 = 3515 (7.1/7.5) = 3327.533 \text{ kg/cm}^2$$

$$y_2 = w - y_1 = 14.2 - 7.1 = 7.1 \text{ cm}$$

$$f_2 = 3515(7.1/7.5) = 3327.533 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi = |f_2/f_1| = 1$$

$$k = 4 + 2(1+\psi)^3 + 2(1+\psi) = 4 + 2(1+1)^3 + 2(1+1) = 24$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{F_n}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{24}} \left(\frac{142}{2} \right) \sqrt{\frac{3515.00}{2.07 * 10^6}} = 0.628 < 0.673$$

$$\Rightarrow b_e = w = 142 \text{ mm}$$

$$b_1 = b_e / (3 + \psi) = 35.5 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_e / 2 = 71 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 = 106.5 \text{ mm} > w \Rightarrow \text{LA SECCIÓN ES EFECTIVA}$$

Como toda la sección del tubo rectangular es efectiva, se puede utilizar el valor del módulo resistente dado en las propiedades de la sección completa, $S_x = 27.66 \text{ cm}^3$.

$$M_n = S_e F_y = 27.66 (3515) = 972.39 \text{ kg/m}$$

Se comprueba si $M_u \leq \phi_b M_n$:

$$777.26 \text{ kg.m} \leq 0.95 (972.39 \text{ kg/m}) \quad \text{SI CUMPLE}$$

Por lo tanto se concluye que como arriostamiento lateral, contravento, se utilizarán tubos rectangulares formados en frío ASTM A-500C.

3.4. Diseño de Soldadura.

Hasta aquí se ha diseñado cada miembro o perfil que dará forma a la estructura, pero ésta no podría llegar a ser tal sin que sus miembros finalmente se unan; para ello en esta sección se la dedicará al diseño de la soldadura.

Al soldar se consigue la unión de dos metales mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo así que éstas fluyan y se unan con o sin aporte de otro metal fundido. La ventaja más relevante al utilizar soldadura como medio de conexión entre los miembros de la estructura, es la de poder hacerlo en forma directa sin tener que usar placas de unión y empalme, lo que significará ahorro de material y por tanto ahorro en peso, tiempo y dinero, además de ganar una estructura de mayor rigidez y continuidad.

En la conexión por soldadura de miembros estructurales de acero formado en frío, el procedimiento más usado es el de soldadura por arco eléctrico. Esta se lleva a cabo al formarse un arco eléctrico (descarga eléctrica debida una diferencia de potencial muy grande) entre las piezas que se sueldan y el electrodo, mismo que se convierte en calor por la resistencia de la atmósfera que lo circunda. La atmósfera alrededor del arco, y por tanto de la soldadura, es resultado de la fundición del material que recubre los electrodos, la cual protege a la soldadura del contacto directo con el oxígeno; de ahí que se le llama Soldadura de arco metálico protegido (SMAW). Por lo antes expuesto, el tipo de electrodo es muy importante, ya que afecta directamente las propiedades de la soldadura tales como la resistencia, ductilidad y resistencia a la corrosión. Los electrodos para

la soldadura por arco se designan como E60XX, E70XX, etc.; donde los dos primeros dígitos indican la resistencia mínima a la tensión de la soldadura en ksi, y los restantes especifican el tipo de recubrimiento.

Para diseñar las uniones de los elementos que conforman la estructura de acero formada en frío, se siguen las recomendaciones establecidas en la sección E.2 de las especificaciones AISI 2001, en particular para los tipos de uniones a filete (E.2.4) y a tope saliente o ranura curva (E.2.5). Así mismo se complementará con recomendaciones de las especificaciones AISC, sección J2, cuando el caso lo amerite.

Los criterios de diseño usados en las especificaciones AISI 2001, son válidos para espesores de miembros estructurales menores a 0.18 pulgadas (4.57 mm). Superiores a este espesor, los comentarios (E2a) de las especificaciones AISI, indican que hay que referirse a las especificaciones para estructuras de acero dadas por la AISC.

3.4.1. Conexión columna – placa base.

El diseño de la soldadura que conecta la columna con placa base se centrará en el análisis de la soldadura que conecta el canal externo con la placa base, ya que ésta es la que soporta la carga de tensión que provocará cortante en la soldadura. Así

mismo sobre la soldadura del canal externo actuará la respectiva reacción horizontal ($H/2$), figura 3.9, de tal forma que la carga sobre la soldadura, P_u , se la determina sumando las fuerzas de tensión y la reacción horizontal correspondiente, así:

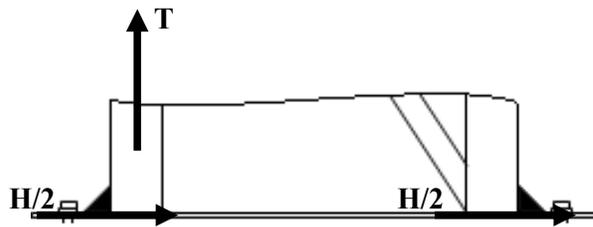


FIGURA 3.8. FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LA SOLDADURA DE LA COLUMNA

$$P_u = \sqrt{T^2 + \left(\frac{H}{2}\right)^2} = \sqrt{(10023.28)^2 + \left(\frac{2583.18}{2}\right)^2}$$

$$P_u = 10106.16 \text{ kg}$$

Se usará soldadura E60, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$; el canal y placa base son del mismo material, acero A36, con $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}^2$.

1. Se halla el valor de la longitud mínima del cordón de soldadura para la fuerza calculada. Donde mínimo se tiene que cumplir que $P_u \leq \phi P_n$; con $P_n = tLF_u$ (Eq.2.4-3) de la sección E2.4 de las especificaciones AISI 2001:

Con;

$$\phi = 0.60$$

t = el menor de los espesores de los miembros a unir
= 0.3 cm

$$\Rightarrow L = \frac{P_u}{\phi t F_u} = \frac{10106.16}{0.60 * 0.3 * 4077.4} = 13.77 \text{ cm}$$

Por simplicidad, la longitud del cordón de la soldadura L se tomará en toda la medida de la altura del perfil, por lo tanto
L = 20 cm

2. Se verifica la soldadura sometida a corte transversal, ya que $t > 2.54 \text{ mm}$; para determinar el valor mínimo del tamaño de garganta t_w . Donde mínimo se tiene que cumplir que $P_u \leq \phi P_n$; con $P_n = 0.75 t_w L F_u$ (Eq. E2.4-4) de la sección E2.4 de las especificaciones AISI 2001:

Con;

$$\phi = 0.60$$

$$L = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_w = \frac{P_u}{\phi L F_{xx}} = 10 * \left(\frac{10106.16}{0.60 * 20 * 4077.4} \right) = 2.66 \text{ mm}$$

Como, $t_w = 0.707 w$

$$\Rightarrow w = \frac{t_w}{0.707} = \frac{2.66}{0.707} = 3.77 \text{ mm} \cong 4 \text{ mm}$$

$$w = 4 \text{ mm}$$

Se concluye entonces que sobre la dimensión de la altura se colocará un cordón de soldadura de 200 mm de longitud y 4 mm de lado.

3.4.2. Conexión columna – viga.

Esta unión se da en la rodilla, específicamente en la celosía diagonal, dando lugar al doble canal que soportará los máximos esfuerzos en el pórtico, como muestra la figura 3.10.

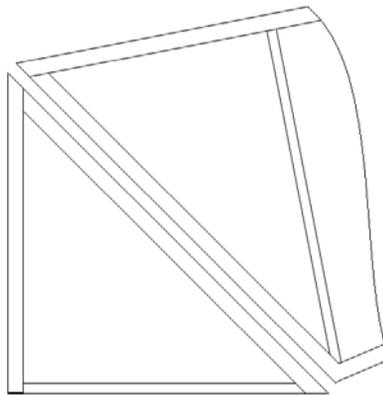


FIGURA 3.9. UNIÓN COLUMNA VIGA

Esta unión se dará bajo el tipo de soldadura a tope saliente o ranura curva, por lo que se seguirá las recomendaciones dadas en la sección E2.5-(b) de las especificaciones AISI.

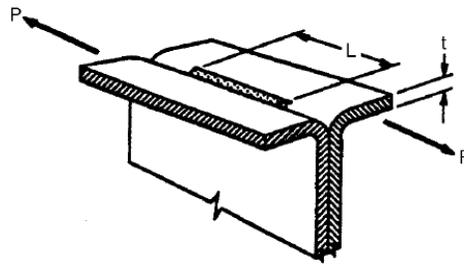
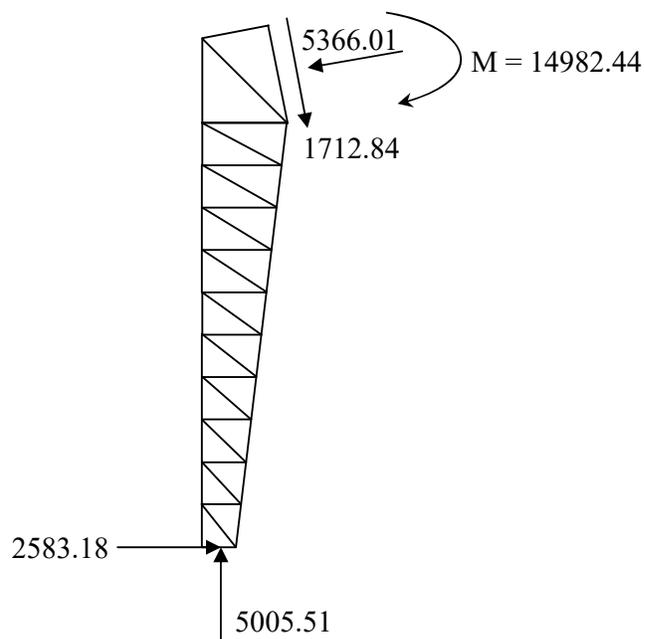


FIGURA 3.10. CORTANTE EN RANURA CURVA EN V

Realizando un análisis de fuerzas, cortante – momento, la figura 3.11 resume los valores obtenidos del mismo. De estas fuerzas, la tangencial provocaría corte en la soldadura, así como la acción del esfuerzo provocado por el momento flector M.



**FIGURA 3.11. FUERZAS INTERNAS EN LA UNIÓN
COLUMNA – VIGA**

Se usará soldadura E60, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$; los canales C 200 x 50 x 3 mm son de acero A36, con $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}^2$. Se procede a calcular los esfuerzos sobre la soldadura debido a la fuerza cortante y al momento flector, asumiendo una longitud de 1m de soldadura (menor a la longitud del miembro estructural que es de 1.41 m).

- Cálculo del esfuerzo debido al momento flector M:

$$f_M = \frac{Mc}{I} \quad \text{con,} \quad c = \frac{L}{2}; \quad I = \frac{2(0.707w)}{12}(L)^3$$

$$f_M = \frac{Mc}{I} = \frac{M(L/2)}{(2t_w L^3 / 12)}$$

$$= \frac{3M}{t_w L^2} = \frac{3(14982.44 * 100)}{t_w (100)^2} = \frac{449.47}{t_w} \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

- Cálculo del esfuerzo debido a la carga tangente a la soldadura:

$$f_{\parallel} = \frac{P}{A_w}$$

$$= \frac{P}{2t_w L} = \frac{5366.01}{2 * t_w * 100} = \frac{17.13}{t_w} \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

Se procede a calcular el esfuerzo resultante como se muestra a continuación:

$$f_u = \sqrt{f_M^2 + f_{\parallel}^2} = \sqrt{\left(\frac{449.47}{t_w}\right)^2 + \left(\frac{17.13}{t_w}\right)^2} = \frac{449.80}{t_w} \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$$

De la ecuación E2.5-4, aplicada a espesores $t > 2.54$ mm, y ya que el espesor de los perfiles C utilizados en la diagonal de la rodilla es de 3 mm; se tiene:

$$P_n = 0.75t_w(2L)F_{xx}; \quad 2L = \text{ soldadura a ambos lados de la diagonal armada}$$

Con $P_u = \phi P_n$, de modo que $f_u = P_u/A_w$ y $A_w = 2t_wL$, con lo que queda:

$$f_u = 0.75 F_{xx} \Rightarrow \frac{449.80}{t_w} = \phi * 0.75 F_{xx}$$

$$t_w = 10 * \left(\frac{449.80}{0.60 * 0.75 * 4218} \right) = 2.37 \text{ mm}$$

$$\text{De modo que;} \quad w = \sqrt{2} * t_w = 3.35 \text{ mm}$$

Sin embargo el manual recomienda un $t_w = 0.5 (R+t) = 0.5 (3+3) = 3$ mm; con lo que se tiene un tamaño de pie de soldadura w de 4.24 mm.

Finalmente se concluye que la soldadura a tope saliente o ranura curva que unirá los canales de la diagonal de la rodilla tendrá un ancho w de 5 mm y una longitud total de 1 m en cada lado, la cual será intermitente, con longitud efectiva de segmento de 20 cm, separadas 10.35 cm como muestra la figura 3.12.

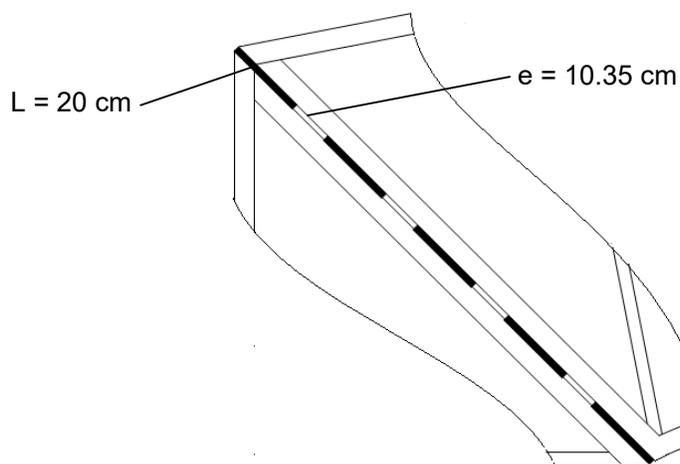


FIGURA 3.12. LONGITUD Y ESPACIAMIENTO DE LA SOLDADURA INTERMITENTE EN LA RODILLA

3.4.3. Conexión viga – viga.

La unión entre las mitades de cada pórtico se da en la cumbrera, en la cual actúan una fuerza normal y un momento flector, como muestra la figura 3.13.

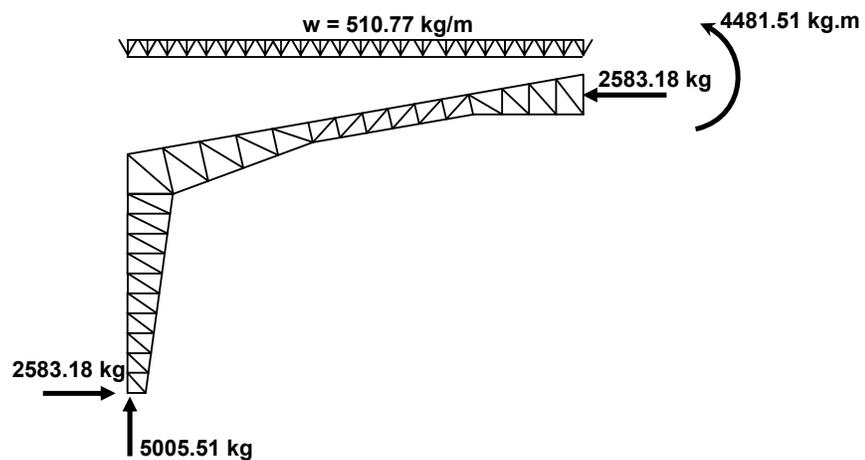


FIGURA 3.13. FUERZAS INTERNAS EN LA CUMBRERA DEL PÓRTICO

Se usará soldadura E60, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$; los canales C 200 x 50 x 3 mm son de acero A36, con $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}^2$. Se diseña el cordón de soldadura en forma similar a la sección anterior, como soldadura a tope saliente o ranura curva, para lo cual se calcula el esfuerzo sobre la soldadura debido al momento flector M en la cumbrera, con una longitud de soldadura asumida de 60 cm (menor a la longitud del miembro estructural que es de 1m).

$$f_M = \frac{Mc}{I} = \frac{3M}{t_w L^2}$$

$$= \frac{3(100 * 4481.51)}{t_w (60)^2} = \frac{373.46}{t_w} [\text{Kg/cm}^2]$$

De la ecuación E2.5-4, aplicada a espesores $t > 2.54$ mm, y ya que el espesor de los perfiles U utilizados en la cumbrera de cada semi-pórtico es de 3 mm; se tiene:

$$P_n = 0.75t_w(2L)F_{xx} \quad ; \quad 2L = \text{soldadura a ambos lados de la cumbrera}$$

Con $P_u = \phi P_n$, de modo que $f_u = P_u/A_w$ y $A_w = 2t_wL$, con lo que queda:

$$f_u = 0.75 F_{xx} \Rightarrow \frac{373.46}{t_w} = \phi * 0.75 F_{xx}$$

$$t_w = 10 * \left(\frac{373.46}{0.60 * 0.75 * 4218} \right) = 1.97 \text{ mm}$$

$$\text{De modo que;} \quad w = \sqrt{2} * t_w = 2.78 \text{ mm}$$

Donde nuevamente, recordando que el manual recomienda un $t_w = 0.5 (R+t) = 0.5 (3+3) = 3$ mm; con lo que se tiene un tamaño de pie de soldadura w de 4.24 mm.

Finalmente se concluye que la soldadura a tope saliente o ranura curva que unirá los canales de las cumbreras de cada semi-pórtico tendrá un ancho w de 5 mm y una longitud total de 60 cm en cada lado, la cual será intermitente, con longitud efectiva de segmento de 12 cm, separadas 10 cm como muestra la figura 3.14.

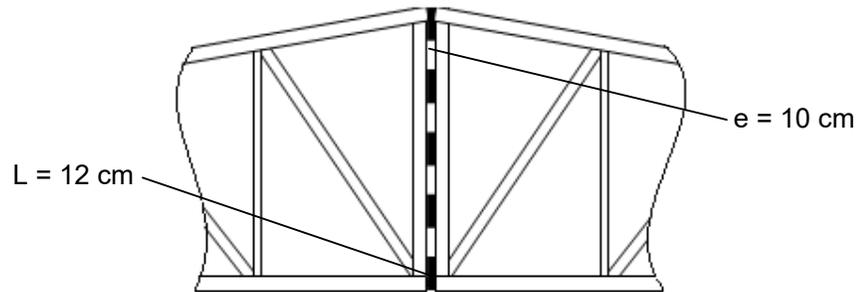
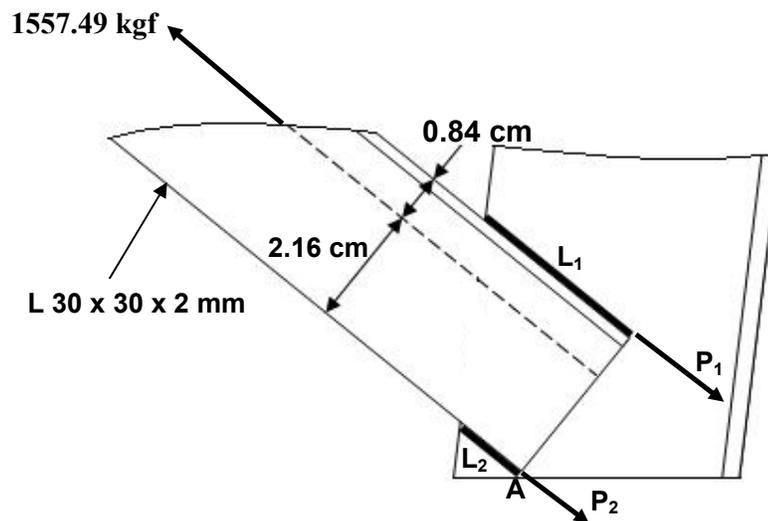


FIGURA 3.14. LONGITUD Y ESPACIAMIENTO DE LA SOLDADURA INTERMITENTE EN LA CUMBRERA

3.4.4. Conexión canales – celosías.

Las celosías están conformadas por dos ángulos, los mismos que están sujetos a tracción o compresión. Se unirán los ángulos a los canales mediante soldadura a filete, sometidas a esfuerzo de corte.

Se diseñará la soldadura para la celosía diagonal del primer tramo de la columna, que es quien soporta la máxima carga de entre todas las celosías. Del diseño previo de la celosía, se conoce que son dos ángulos, L 30 x 30 x 2 mm, de acero estructural A36, con $F_u = 58 \text{ ksi} = 4077.40 \text{ kg/cm}^2$ y la soldadura a usar será E60, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$.



**FIGURA 3.15. UNIÓN SOLDADA DE LA CELOSÍA CON EL
CANAL INTERNO**

Considerando la excentricidad de la aplicación de la carga, es conveniente colocar la soldadura de tal forma que su centroide coincida con el centroide de la sección del ángulo y así evitar la rotación del elemento. Se puede notar que la soldadura L_1 es una soldadura a tope saliente o ranura curva, y L_2 es a filete longitudinal.

- Tomando momentos alrededor del punto A;

$$P_u(2.16) - P_1(3) = 0$$

$$1557.49(2.16) - P_1(3) = 0$$

$$P_1 = 1121.39 \text{ kg}$$

Para soldadura a tope saliente sujeta a carga longitudinal, asumiendo una $t \leq t_w < 2t$; con el menor de los espesores correspondiente, $t = 2 \text{ mm} = 0.2 \text{ cm}$, para el ángulo. Se determina la longitud de la soldadura basados en la carga de diseño (Eq. E2.5-2);

$$P_u = \phi 0.75 t L F_u$$

$$L_1 = \frac{P_u}{\phi 0.75 t F_u} = \frac{1557.49}{0.55 * 0.75 * 0.2 * 4077.40}$$

$$L_1 = 3.30 \text{ cm}$$

Ya que $t < 2.54 \text{ mm}$, se toma un tamaño de pie de soldadura $w = 3 \text{ mm}$, recomendado por las especificaciones AISI 2005, en su sección J2-2b.

- Del equilibrio traslacional:

$$P_u - P_1 - P_2 = 0$$

$$1557.49 - 1121.39 - P_2 = 0$$

$$P_2 = 436.10 \text{ kg}$$

Para soldadura a filete sujeta a carga longitudinal, asumiendo $L/t < 25$; con el menor de los espesores correspondiente, $t = 2 \text{ mm} = 0.2 \text{ cm}$, para el ángulo. Se

determina la longitud de la soldadura basándose en la carga de diseño (Eq. E2.4-1);

$$P_u = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) t L F_u$$

$$L_2 = 0.94 \text{ cm}$$

Ya que $t < 2.54$ mm, se toma un tamaño de pie de soldadura $w = 3$ mm, recomendado por las especificaciones AISI 2005, en su sección J2-2b. Además, como $L_2 < 4w$, recomendado también en la sección J2-2b de las especificaciones AISC; se tomará una longitud de soldadura $L_2 = 1.20$ cm.

Por lo tanto se concluye que las celosías serán soldadas con 2 cordones de soldadura, como se observó en la figura 3.15, con $L_1 = 3.30$ cm, $L_2 = 1.20$ cm, cada una de ellas con un tamaño de pie de soldadura $w = 3$ mm.

3.4.5. Conexión viga de contravento – pórtico.

Teniendo en consideración que las vigas laterales que rigidizan la estructura y aplacan la acción del viento sobre la misma, fueron consideradas como vigas simplemente apoyadas en sus extremos. De tal manera que del análisis de fuerza correspondiente para las vigas de contravento, las fuerzas

internas que afectan a la soldadura son representadas en la figura 3.16.

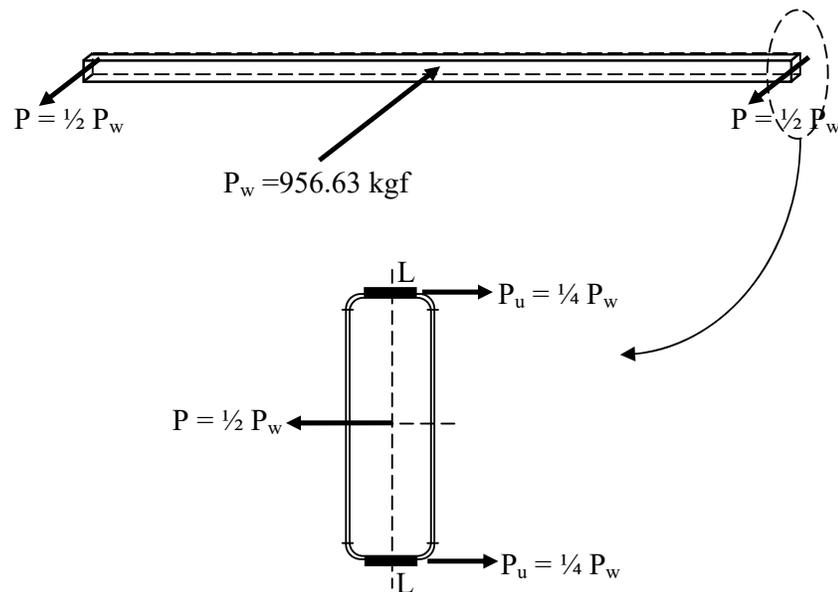


FIGURA 3.16. CARGAS SOBRE SOLDADURA EN VIGA DE CONTRAVIENTO

Del diseño previo de la viga de contravento, se conoce que es un tubo rectangular de 50 x 150 x 2 mm, de acero ASTM A500C, con $F_u = 62 \text{ ksi} = 4358.60 \text{ kg/cm}^2$ y la soldadura a usar será E60, con $F_{xx} = 60 \text{ ksi} = 4218 \text{ kg/cm}^2$. Se diseñará la soldadura para la viga de contraviento como una soldadura de filete longitudinal; se observa en la figura 3.16 que cada soldadura estará sometida a cortante provocado por una carga tangencial $P_u = \frac{1}{4} P_w$.

- Para soldadura a filete sujeta a carga longitudinal, asumiendo $L/t < 25$; con el menor de los espesores correspondiente, $t = 2 \text{ mm} = 0.2 \text{ cm}$, para el tubo rectangular. Se determina la longitud de la soldadura basándose en la carga de diseño (Eq. E2.4-1);

$$P_u = \phi \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) t L F_u$$

$$L_2 = 0.94 \text{ cm}$$

Ya que $t < 2.54 \text{ mm}$, se toma un tamaño de pie de soldadura $w = 3 \text{ mm}$, recomendado por las especificaciones AISI 2005, en su sección J2-2b. Además, como $L < 4w$, recomendado también en la sección J2-2b de las especificaciones AISC; se debería tomar una longitud de soldadura $L = 1.20 \text{ cm}$, sin embargo se tomará como longitud efectiva de soldadura la correspondiente al ancho efectivo de la sección, es decir $L = 4.2 \text{ cm}$.

Por lo tanto se concluye que las vigas de contravento serán soldadas con 2 cordones de soldadura, como se observó en la figura 3.16, con $L = 4.2 \text{ cm}$ y con un tamaño de pie de soldadura $w = 3 \text{ mm}$.

CAPÍTULO 4

4. RESULTADOS.

4.1. Planos finales.

Habiendo concluido el diseño de la estructura, se resume en la figura 4.1 el diseño final del pórtico, el mismo que constituirá la nave industrial o galpón.

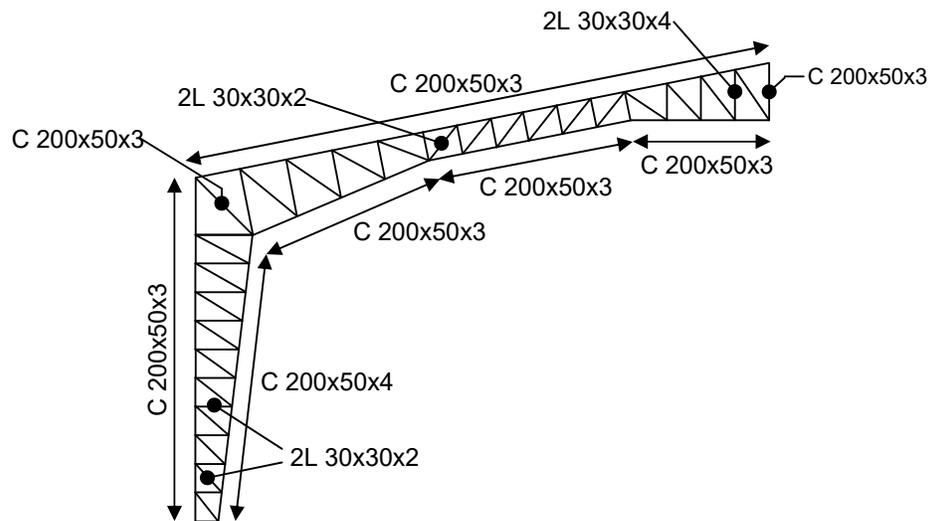


FIGURA 4.1. DISEÑO FINAL DEL PÓRTICO

A continuación se realiza el cálculo de la cantidad de los diferentes perfiles que se necesitan en el presente proyecto; para lo cual se requiere de la longitud de los miembros, así como su longitud acumulada, como se detalla a continuación.

TABLA 11
NÚMEROS DE PERFILES POR TIPO

CANAL U 200 x 50 x 3 mm				
Miembro del Pórtico	Sección del Pórtico	Longitud del perfil (m)	Longitud Acumulada (m)	# Perfiles
Columna	Canal externo	5,00	5,00	1
Rodilla	Canal externo	1,00	6,00	1
	Diagonal (2)	2,83	8,83	2
Viga	Canal externo	10,31	19,03	4
	Cumbrera	1,25	20,03	4
	Canal interno	9,35	29,29	5
# total de perfiles/pórtico =				10
# total de perfiles =				40

CANAL U 200 x 50 x 4 mm				
Miembro del Pórtico	Sección del Pórtico	Longitud del perfil (m)	Longitud Acumulada (m)	# Perfiles
Columna	Canal interno	5,04	5,04	1
# total de perfiles/pórtico =				2
# total de perfiles =				8

ANGULO L 30 x 30 x 2 mm				
Miembro del Pórtico	Celosías	Longitud del perfil (m)	Longitud Acumulada (m)	# Perfiles
Columna	Diagonal (2)	16,85	16,85	3
	Horizontal (2)	14,60	31,45	6
Viga	Diagonal (2)	28,72	57,43	10
# total de perfiles/pórtico =				20
# total de perfiles =				80

ANGULO L 30 x 30 x 4 mm				
Miembro del Pórtico	Celosías	Longitud del perfil (m)	Longitud Acumulada (m)	# Perfiles
Viga	Perpendicular (2)	19,11	19,11	4
# total de perfiles/pórtico =				8
# total de perfiles =				32

4.2. Cronograma.

Ver Apéndice B.

4.3. Costos concernientes al diseño.

TABLA 12
RESUMEN DE COSTOS

COSTOS DEL PROYECTO	
COSTO MATERIALES TOTALES	12.033,82
COSTO MANO OBRA TOTAL	10.081,01
COSTO TRANSPORTE materiales y herramientas	684,92
COSTO ALQUILER EQUIPOS	856,15
DIRECCION TECNICA	1.512,15
COSTO TOTAL SIN IVA	25.168,06

A continuación se detalla cada uno de los costos.

4.3.1. Costos de material.

Ver Apéndice C.

4.3.2. Costos de mano de obra.

La mano de obra se la ha dividido de acuerdo al lugar de ejecución.

4.3.2.1. Construcción en planta.

TABLA 13

COSTOS DE CONSTRUCCIÓN EN PLANTA

MANO DE OBRA	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Venta
Costo de mano de obra por construcción de estructura	5.118,82	Kg	1,40	7.166,34

4.3.2.2. Montaje en obra.

TABLA 14

COSTOS DE MONTAJE EN OBRA

MANO DE OBRA	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Venta
Costo de mano de obra montaje de estructura	4.606,93	Kg	0,50	2.303,47
Costo de mano de obra de cubierta	382,00	m ²	1,60	611,20
Costo mano de obra			E	10.081,01

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

5.1. Conclusiones:

1. Los objetivos perseguidos en el presente proyecto fueron cumplidos.
2. El crecimiento constante de la participación del acero en edificaciones, justifican la realización de este proyecto el cual implementa nuevas experiencias plasmadas en las especificaciones de la Norma AISI para Aceros Formados en Frío, mediante el método de diseño de factores de cargas y resistencia, obteniéndose así una estructura calificada para trabajar en el medio industrial.
3. La implementación del proyecto aquí desarrollado es factible; los resultados obtenidos fueron comprobados con otros trabajos desarrollados en talleres de la ciudad, y con análisis publicados en

revistas técnicas como la de la Cámara de la construcción de Guayaquil.

4. Los precios determinados en el proyecto son de real aplicación, ya que fueron corroborados con precios de proyectos similares desarrollados en el mercado de la construcción.
5. Con la ejecución de este proyecto se empezará el crecimiento paulatino de la empresa FIBRAYESO, con lo que se augura nuevas plazas de trabajo.

5.2. Recomendaciones:

1. El presente proyecto fue desarrollado en una hoja electrónica, la cual se recomienda su uso por parte de los estudiantes que cursen materias afines a este proyecto, con el fin de verificar resultados obtenidos en sus cálculos.
2. Hacer cumplir las normas de construcción para evitar accidentes.
3. Tener cuidado con el tiempo de ejecución del proyecto, porque éste depende de la experiencia del personal involucrado.

APÉNDICES

APÉNDICE A

DETERMINACIÓN DE LA CARGA HORIZONTAL

Tramo	\bar{x} (m)	\bar{y} (m)	M (kg*m)	m (kg*m)	S (m)	I (m ⁴)	Mms/l	mms/l
1	0,015	0,26	76,83	0,26	0,50	2,0E-04	4,8E+04	1,6E+02
2	0,017	0,76	85,81	0,76	0,50	2,7E-04	1,2E+05	1,1E+03
3	0,019	1,25	92,83	1,25	0,50	3,4E-04	1,7E+05	2,3E+03
4	0,020	1,75	98,47	1,75	0,50	4,2E-04	2,1E+05	3,7E+03
5	0,021	2,25	103,10	2,25	0,50	5,0E-04	2,3E+05	5,1E+03
6	0,021	2,75	106,97	2,75	0,50	6,0E-04	2,5E+05	6,3E+03
7	0,022	3,25	110,25	3,25	0,50	7,0E-04	2,6E+05	7,6E+03
8	0,023	3,75	113,07	3,75	0,50	8,1E-04	2,6E+05	8,7E+03
9	0,023	4,25	115,51	4,25	0,50	9,3E-04	2,6E+05	9,7E+03
10	0,024	4,75	117,66	4,75	0,50	1,1E-03	2,6E+05	1,1E+04
11	0,133	5,33	662,86	5,33	0,67	5,0E-04	4,7E+06	3,8E+04
12	0,390	5,72	1912,07	5,72	0,52	6,9E-04	8,3E+06	2,5E+04
13	1,067	5,69	5048,20	5,69	0,82	1,3E-03	1,8E+07	2,1E+04
14	1,823	6,01	8276,94	6,01	0,82	9,5E-04	4,3E+07	3,1E+04
15	2,580	6,31	11214,48	6,31	0,82	6,6E-04	8,8E+07	5,0E+04
16	3,338	6,62	13861,33	6,62	0,82	4,1E-04	1,8E+08	8,8E+04
17	5,585	6,90	19989,70	6,90	3,60	2,2E-04	2,3E+09	7,8E+05
18	7,689	7,29	23388,67	7,29	0,63	2,8E-04	3,8E+08	1,2E+05
19	8,309	7,35	23958,93	7,35	0,60	4,2E-04	2,5E+08	7,8E+04
20	8,907	7,41	24323,48	7,41	0,60	5,7E-04	1,9E+08	5,7E+04
21	9,506	7,47	24504,97	7,47	0,60	7,6E-04	1,5E+08	4,4E+04
SUMA TOTAL							3,6E+09	1,4E+06

APÉNDICE C

COSTOS DE MATERIALES Y EQUIPOS

GALPÓN INDUSTRIAL				
MATERIALES	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Venta
Angulo 30x30x2	80	unidad	8,54	683,52
Angulo 40x40x2	32	unidad	16,13	516,10
Canal 200x50x3	40	unidad	65,57	2.622,72
Canal 200x50x4	8	unidad	86,50	691,97
Correas Z	54	unidad	43,39	2.343,17
Diluyente	24	galón	5,00	120,00
Disco de corte	23	unidad	2,50	57,50
Electrodo E6013 x 1/8"	66	Kg	2,50	165,00
Pernos de anclaje	48	unidad	0,60	28,80
Pintura anticorrosiva	24	galón	5,00	120,00
Plancha ASTM A36 (1200 x 2400)	1	unidad	135,65	135,65
Tensores	12	unidad	11,36	136,34
Tubo rectangular 50 x 150 x 2	12	unidad	44,42	533,09
Fungibles	1	global	407,69	407,69
COSTO MATERIALES ESTRUCTURA			A	8.561,54
COSTO TRANSPORTE Materiales y herramientas			B (8% A)	684,92
COSTO ALQUILER EQUIPOS			C (10% A)	856,15

MATERIALES DE CUBIERTA	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Venta
Cubierta Master 1000	382	m ²	8,50	3.247,00
Pernos para cubierta 10 x 1 1/2"	1.528	unidad	0,01	15,28
Cumbreros	15	m	14,00	210,00
COSTO CUBIERTA			D	3.472,28

BIBLIOGRAFÍA

1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Ejemplos de Diseño, Decimo Tercera Edición, Impreso en Estados Unidos de América, 2005.
2. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, Especificaciones, Decimo Tercera Edición, Impreso en Estados Unidos de América, 2005.
3. AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE, Especificaciones, Primera Edición, Impreso en Estados Unidos de América, 2002.
4. Bowles Joseph E., Diseño de Acero Estructural, Primera Edición, Editorial Limusa, Impreso en México, 1993.
5. Fierro I. Carlos, "Diseño de un Pórtico Reticular a dos Aguas para la Cubierta de un Complejo de Canchas de Tenis", Tesis FIMCP – ESPOL, 2000.

6. INSTITUTO ECUATORIANO DE NORMALIZACIÓN, Norma 1623 para Perfiles Estructurales Conformados en Frío, Primera Edición, Impreso en Ecuador, 2000.
7. McCormac Jack C., Diseño de Estructuras de Aceros – Método LRFD – Editorial Alfaomega, Segunda Edición, Impreso en México, 2002.
8. McCormac Jack C., Diseño de Estructuras Metálicas, Ediciones Alfaomega, Segunda Edición, Impreso en México, 1991.
9. Nonnast Robert, El Proyectista de Estructuras Metálicas Tomo I y II, Decimo Octava Edición, Editorial Paraninfo, Impreso en España, 1993.
10. Wei – Wen Yu, Cold – Formed Steel Design, Editorial John Wiley & Sons, Tercera Edición, Impreso en Estados Unidos de América, 2000.

PLANOS

